



BIBLIOTECA MUNICIPAL



VIANA DO CASTELO (PORTUGAL)
ÁLVARO SIZA VIEIRA

TUTOR: DR. CERVERA BRAVO, JAIME

ALUMNO: NAVAS SÁNCHEZ, LAURA



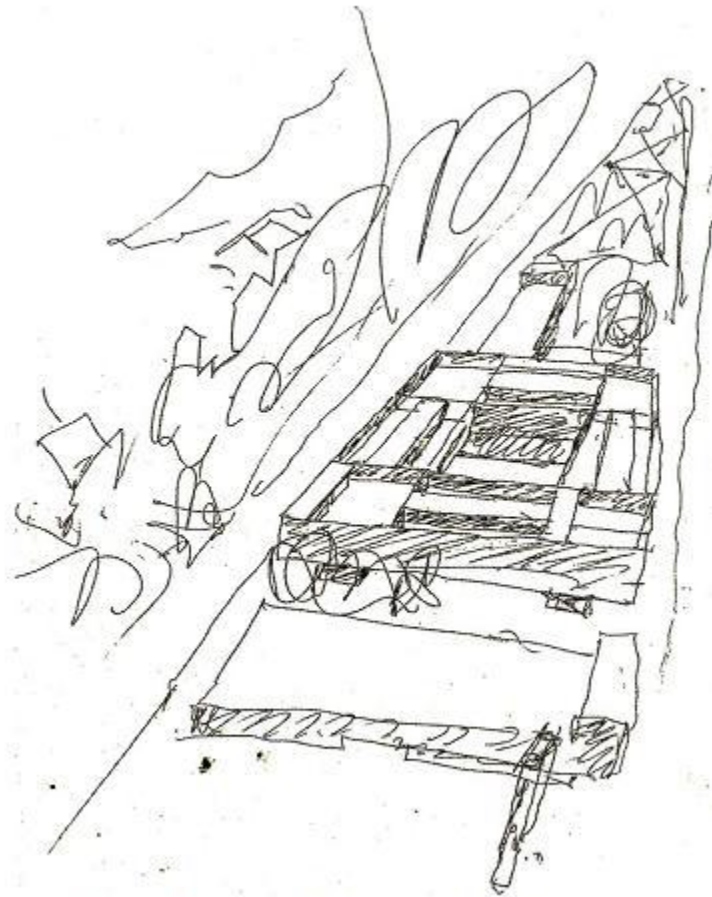
UPM
PROYECTO FIN DE MÁSTER

MÁSTER EN ESTRUCTURAS DE LA EDIFICACIÓN



Qualberto Boa-Morte

ÍNDICE



I. PROYECTO BÁSICO

II. CONDICIONANTES DE DISEÑO

III. ESTRUCTURA : ALTERNATIVAS Y SOLUCIÓN

IV. POSTESADO

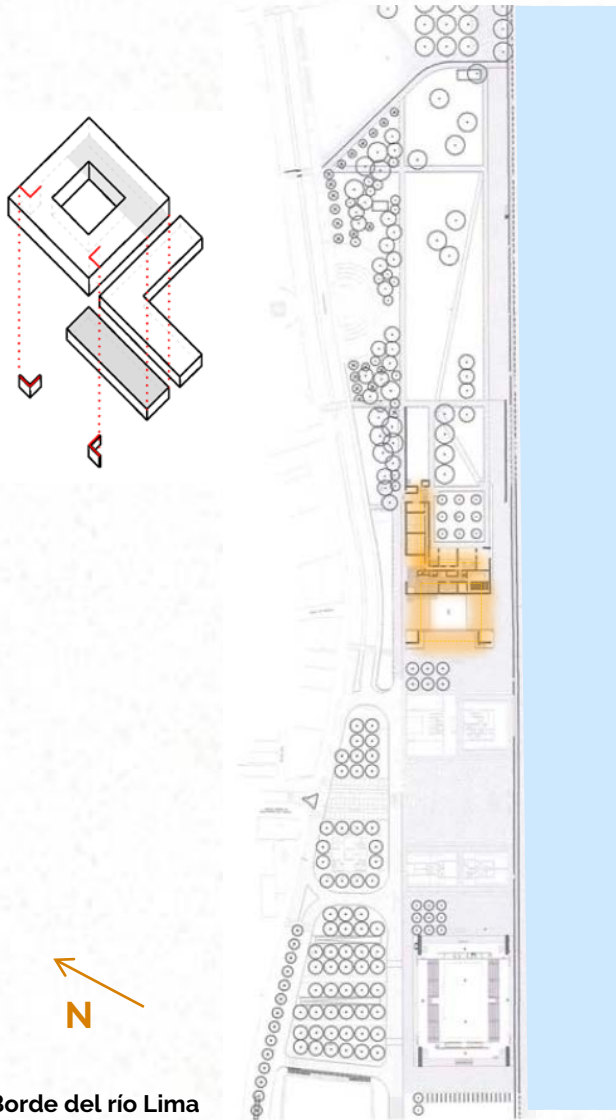
V. ANÁLISIS SÍSMICO

VI. CRITERIOS DE COMPROBACIÓN

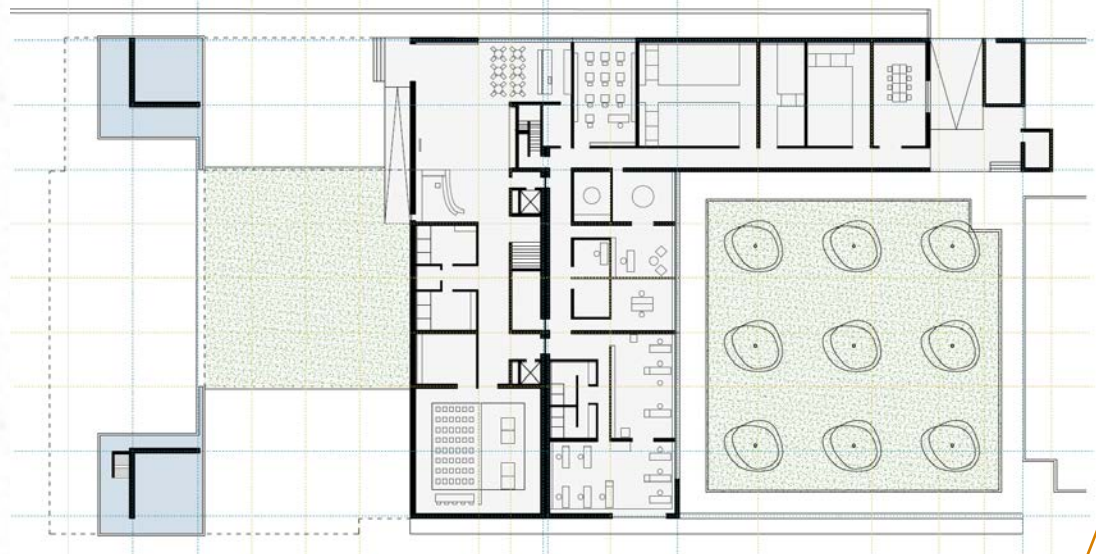
VII. SOLUCIÓN FINAL: DETALLES

I. PROYECTO BÁSICO

LOCALIZACIÓN Y PLANIMETRÍA



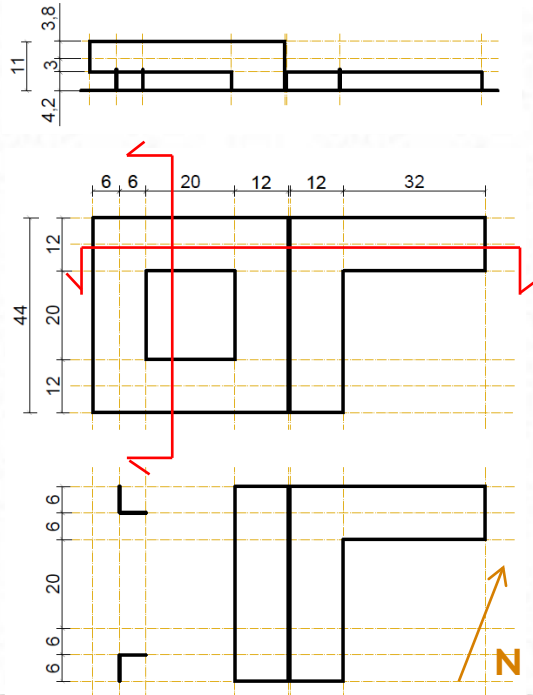
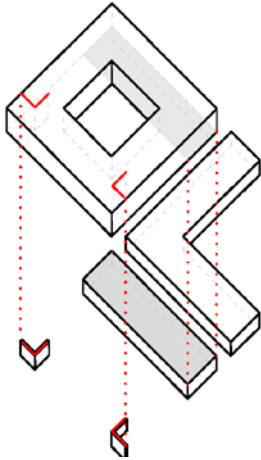
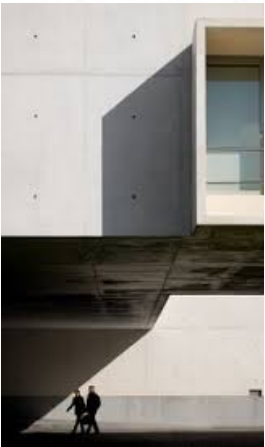
PLANTA PRIMERA



PLANTA BAJA

I. PROYECTO BÁSICO

ESCALA Y ZONIFICACIÓN



2 ZONAS DIFERENCIADAS:

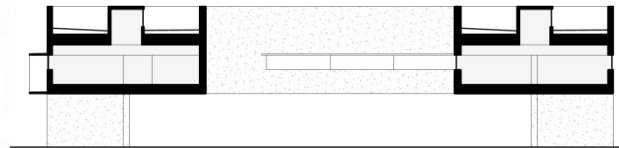
JUNTA DE DILATACIÓN entre ambas construcciones.

Motivos:

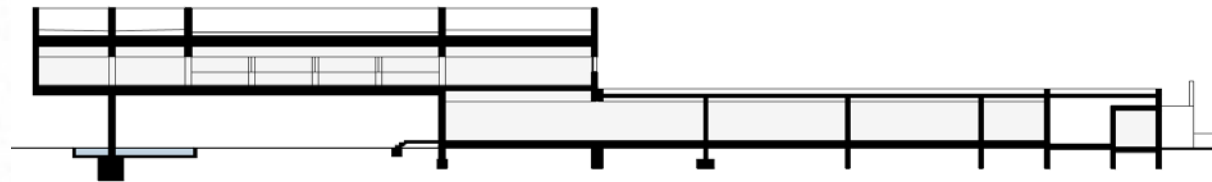
DILATACIÓN TÉRMICA: $L > 40$ m

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DIFERENTE

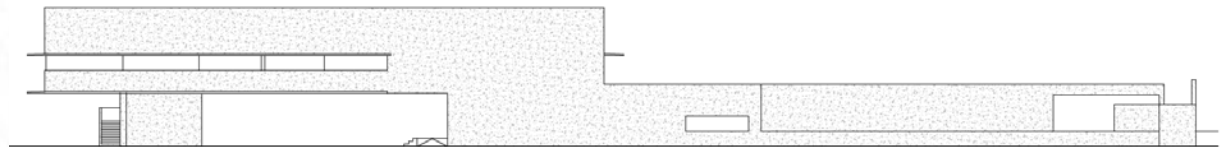
PÚBLICA
ADMINISTRATIVA
JUNTA DE DILATACIÓN



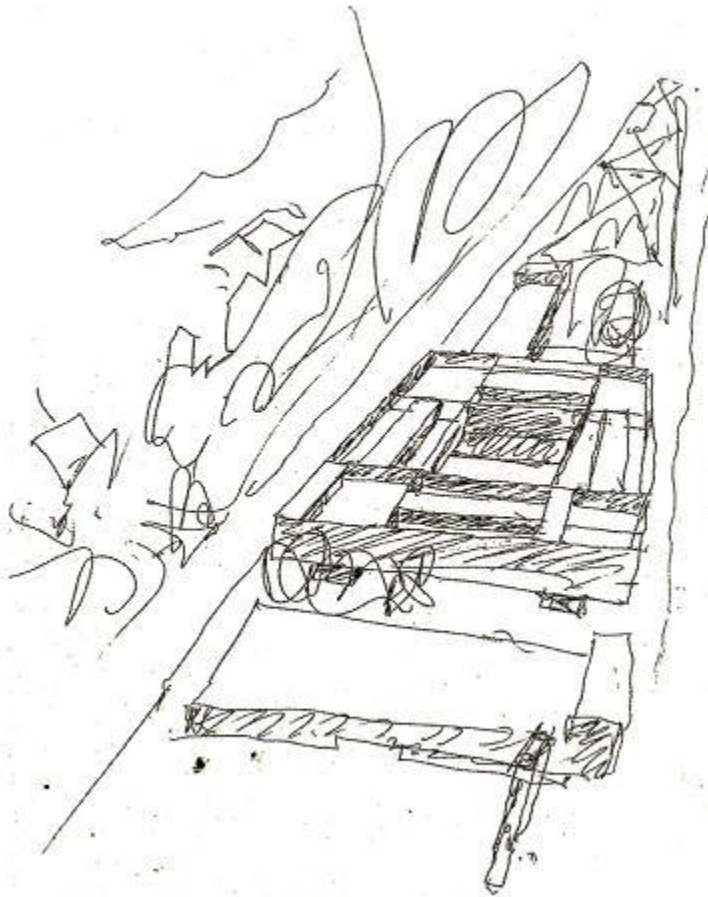
Sección transversal



Sección longitudinal



Alzado sureste



I. PROYECTO BÁSICO

II. **CONDICIONANTES DE DISEÑO**

III. ESTRUCTURA : ALTERNATIVAS Y SOLUCIÓN

IV. POSTESADO

V. ANÁLISIS SÍSMICO

VI. CRITERIOS DE COMPROBACIÓN

VII. SOLUCIÓN FINAL: DETALLES

II. CONDICIONANTES DE DISEÑO

AÑADIDOS

VALORACIÓN EFECTO SÍSMICO

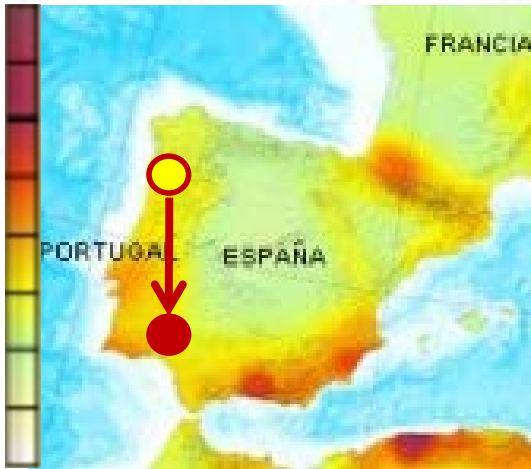
Se traslada el edificio a la localidad de Ayamonte (Huelva) para el cálculo.

Aceleración básica :

$$ab = 0,14 \text{ g}$$

Aceleración de cálculo :

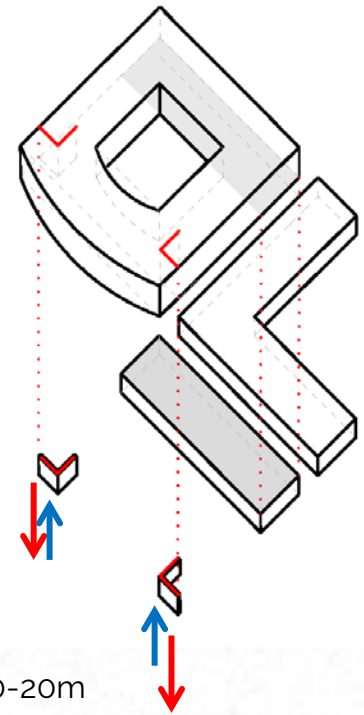
$$ac = 0,18 \text{ g} = 1,76 \text{ m/s}^2 > 0,16 \text{ g}$$



MAPA SÍSMICO
Nivel de riesgo

EXISTENTES

- ❖ ACABADO EN HORMIGÓN VISTO
- ❖ MUROS POR CRITERIOS DE PROYECTO
- ❖ APOYO MUROS EN L EN TRACCIÓN
- ❖ PLANTA + 1 ZONA PÚBLICA COLGADA
- ❖ ZONA MARINA
- ❖ PROFUNDIDAD DEL FIRME BAJO PEDRAPLÉN : 10-20m
- ❖ GRANDES HUECOS HORIZONTALES Y LUCERNARIOS



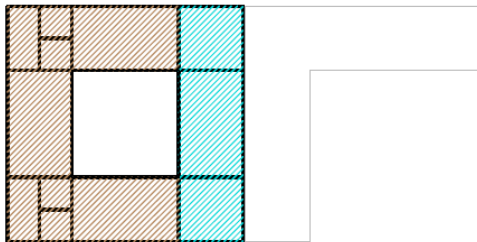
VISTA DESDE EL PATIO INTERIOR

II. CONDICIONANTES DE DISEÑO

ANÁLISIS DE CARGAS

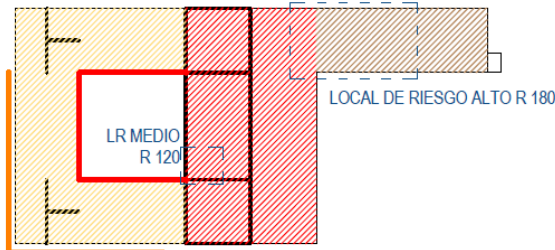
PLANTA CUBIERTA

INCENDIO Resistencia al fuego		R 90
CUADRO DE CARGAS		CUBIERTA
CARGAS UNIFORMES		
[kN/m²]	Permanentes	Variables
Peso propio	4,0	-
Cargas permanentes	4,3	-
Sobrecarga de uso	-	1,0
Nieve	-	0,2
TOT.	8,3	1,2
C. Perm. instalaciones	+1,0	-
TOT.	9,3	1,2



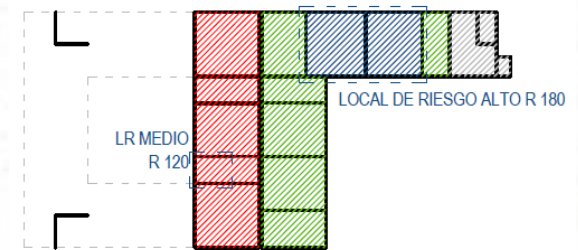
PLANTA PRIMERA

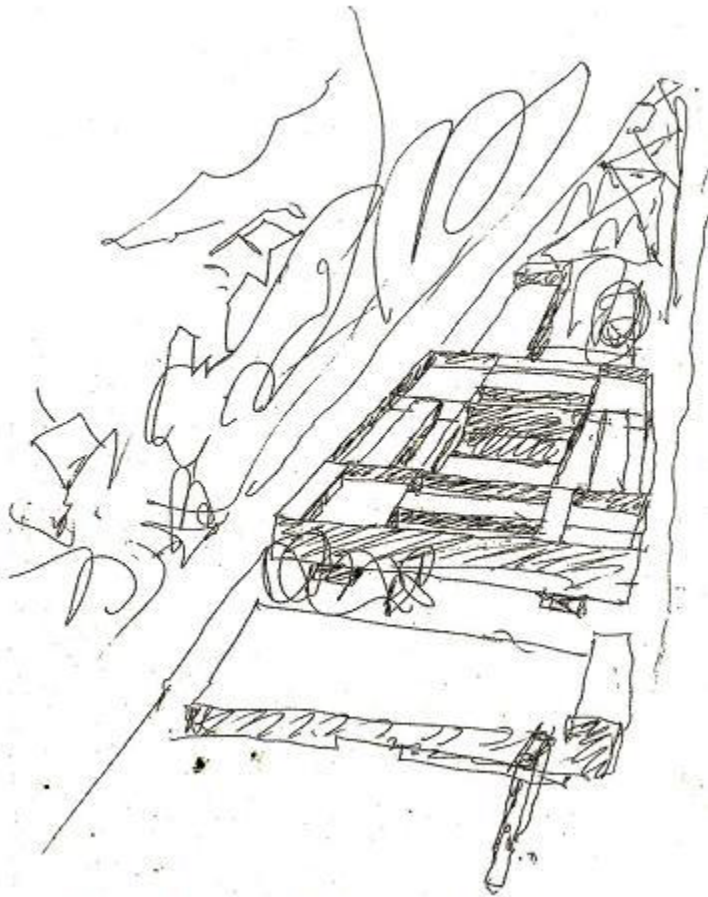
INCENDIO Resistencia al fuego		R 90
		/R120/R180
CUADRO DE CARGAS	PLANTA PRIMERA	
CARGAS UNIFORMES		
[kN/m²]	Permanentes	Variables
Peso propio (vigas inclusive)	4,0	-
Cargas permanentes	3,0	-
Sobrecarga de uso	-	3,0
TOT.	7,0	3,0
Sobrecarga de uso	-	5,0
TOT.	7,0	5,0
Peso propio (vigas inclusive)	4,0	-
Cargas permanentes	3,5	-
Sobrecarga de uso	-	1,0
Nieve	-	0,2
TOT.	7,5	1,2
CARGAS LINEALES		
[kN/m]		
Cerramiento exterior	4,2	
Comprobación local vuelo	2,0	



PLANTA BAJA

INCENDIO Resistencia al fuego		R 90
		/R120/R180
CUADRO DE CARGAS	PLANTA BAJA	
CARGAS UNIFORMES		
[kN/m²]	Permanentes	Variables
Peso propio (vigas inclusive)	4,0	-
Cargas permanentes	2,0	-
Sobrecarga de uso	-	5,0
TOT.	6,0	5,0
Sobrecarga de uso	-	2,0
TOT.	6,0	2,0
DEPÓSITOS		
Peso propio (vigas inclusive)	6,2	-
Cargas permanentes	2,0	-
Sobrecarga de uso	-	19,5
TOT.	8,2	19,5
USO PÚBLICO EXTERIOR		
Peso propio (vigas inclusive)	6,2	-
Sobrecarga de uso	-	3,0
TOT.	8,2	3,0





I. PROYECTO BÁSICO

II. CONDICIONANTES

III. ESTRUCTURA : ALTERNATIVAS Y SOLUCIÓN

IV. POSTESADO

V. ANÁLISIS SÍSMICO

VI. CRITERIOS DE COMPROBACIÓN

VII. SOLUCION FINAL: DETALLES

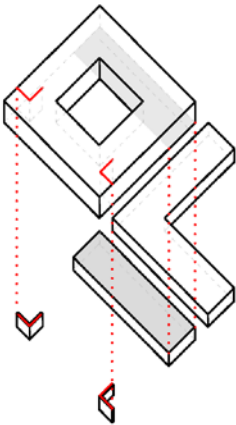
III. ESTRUCTURA: ALTERNATIVAS

ESTRUCTURA PROPUESTA

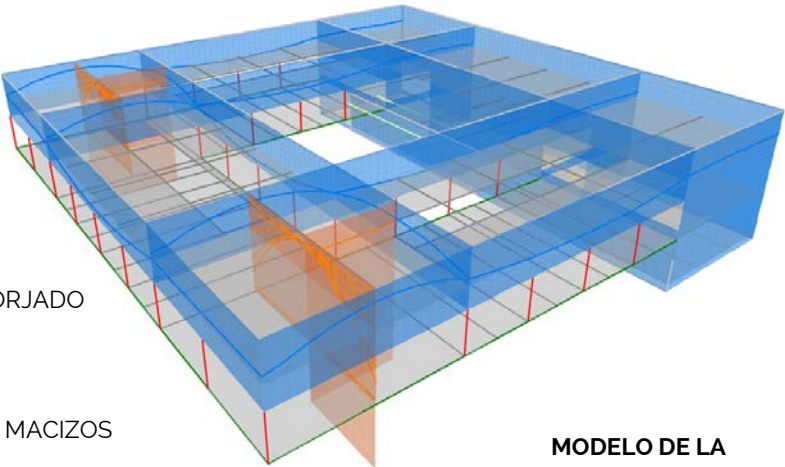
⚙ ESTRUCTURA PRINCIPAL HA /HP

- Lajas postesadas
- Muros de HA
- NO postesado en vertical
- Forjados mixtos con prelasas

- ❖ VELOCIDAD DE EJECUCIÓN
- ❖ MAYOR DUCTILIDAD

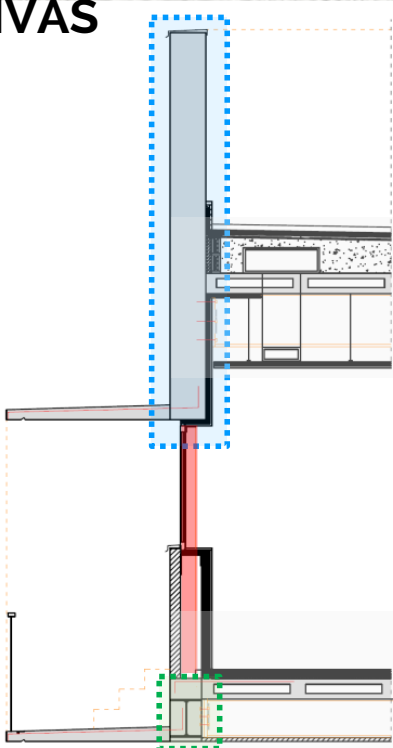


ESTRUCTURA PRINCIPAL ZONA COLGADA



MODELO DE LA PROPUESTA

- FORJADOS MIXTOS
- PERFILES DE ACERO FORJADO
- MUROS EN L
- LAJA POST/MURO HA
- PERFILES DE CUELQUE MACIZOS
- PERFILES DE BORDE



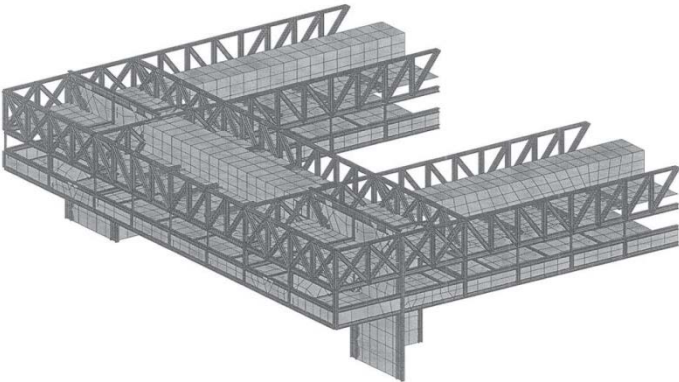
ESTRUCTURA REAL

⚙ ESTRUCTURA PRINCIPAL ACERO/HA

- Muros de hormigón armado
- Vigas en celosía de gran canto de acero



Fotografía tomada durante la construcción, GOP



Modelo de la estructura real, GOP

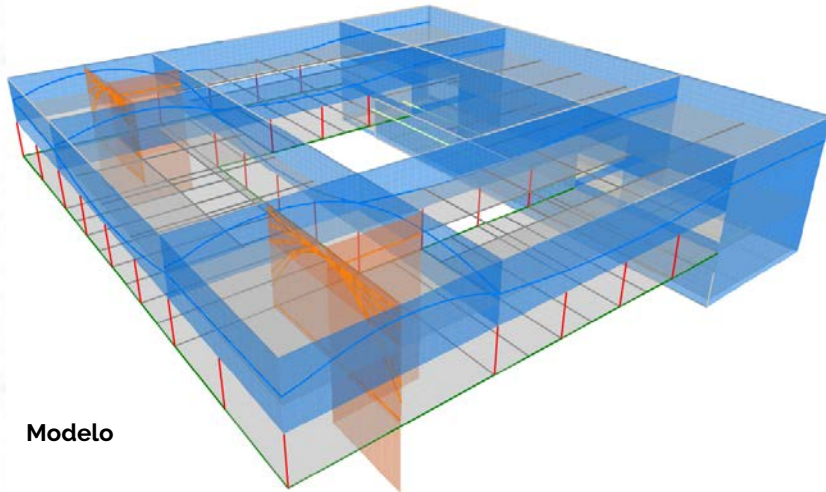
III. ESTRUCTURA: SOLUCIÓN

PLANTA CUBIERTA

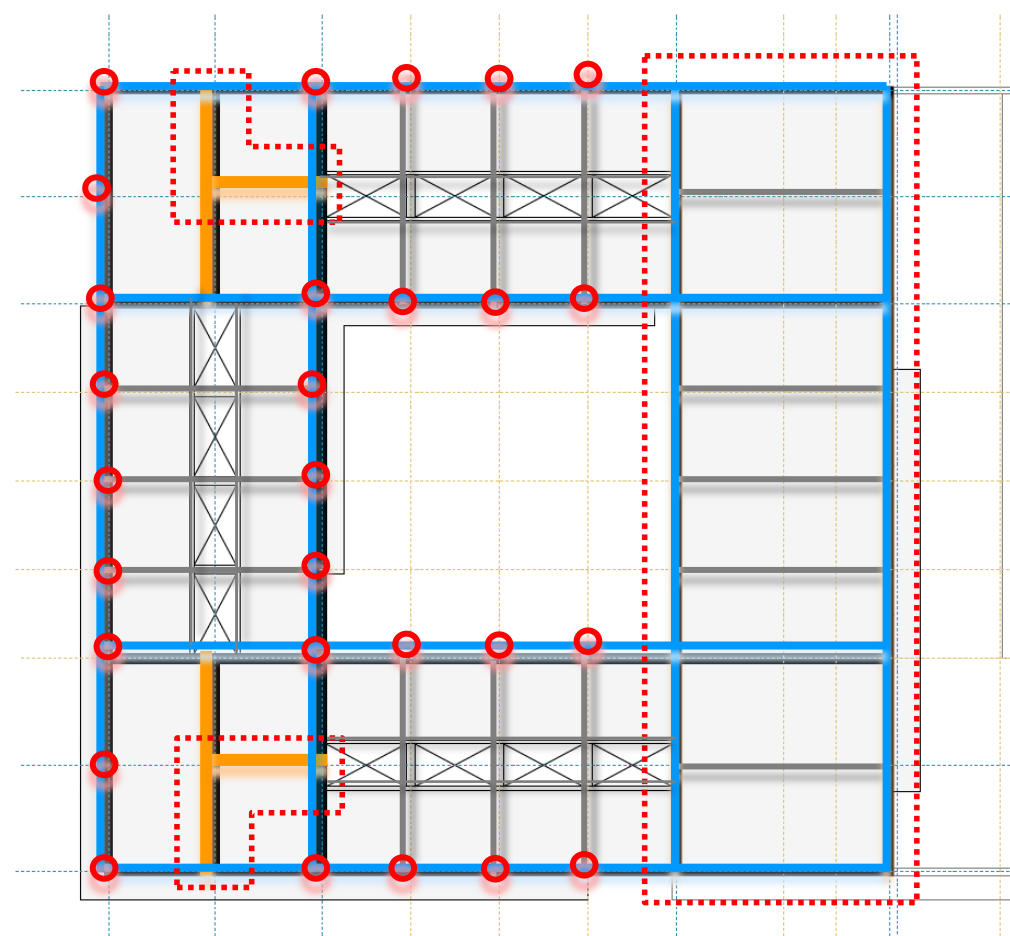
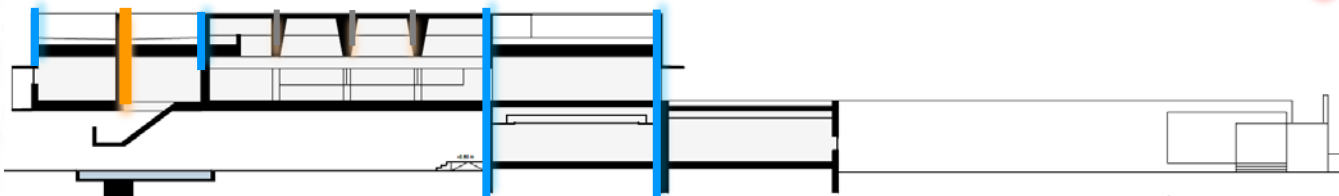
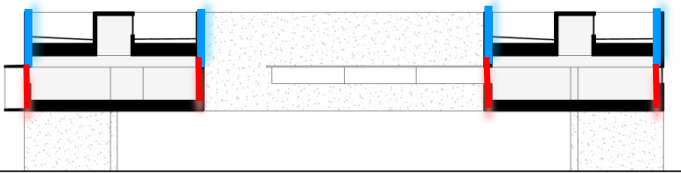


LAJAS POSTESADAS

Grandes luces y vuelos; control de fisuración
Sección mixta (prelisa 15+5 + HEB 500)



Modelo



- FORJADOS MIXTOS
- PERFILES DE ACERO FORJADO
- MUROS EN L
- LAJA POST/MURO HA
- PERFILES DE CUELGUE MACIZOS
- ZONAS DE APOYO

III. ESTRUCTURA: SOLUCIÓN

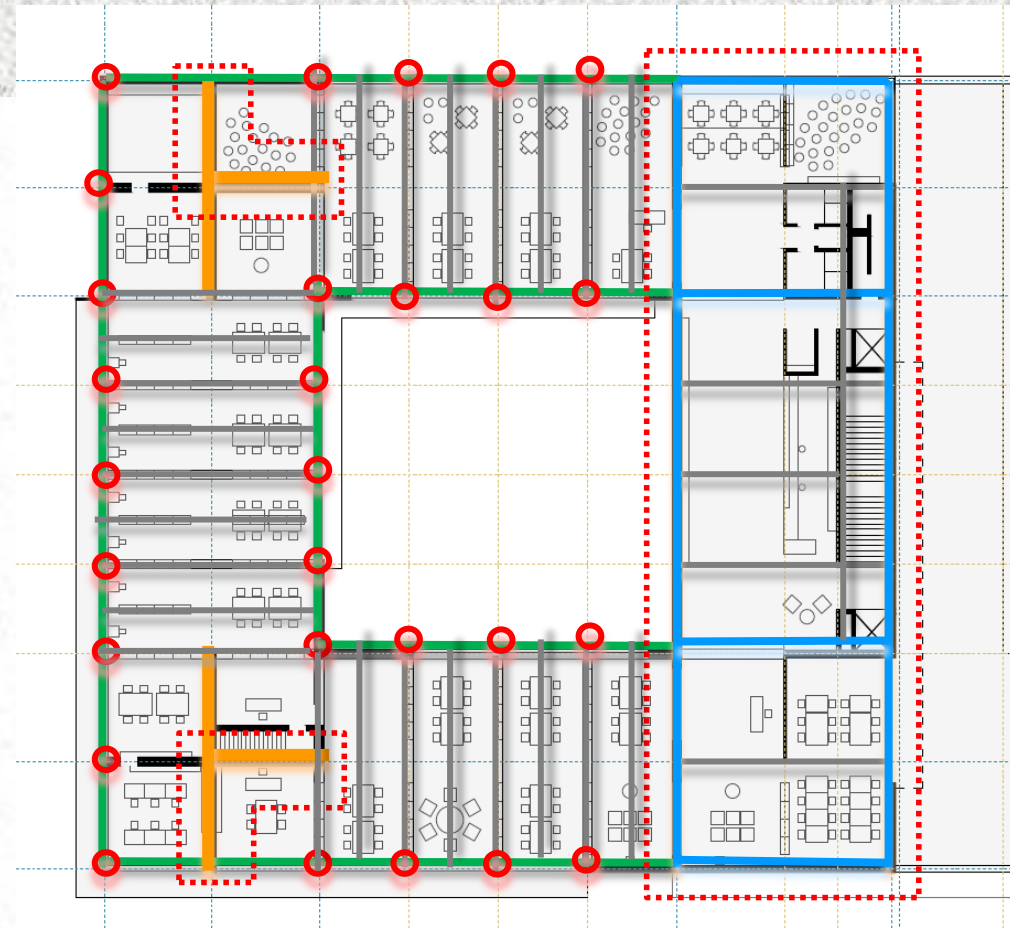
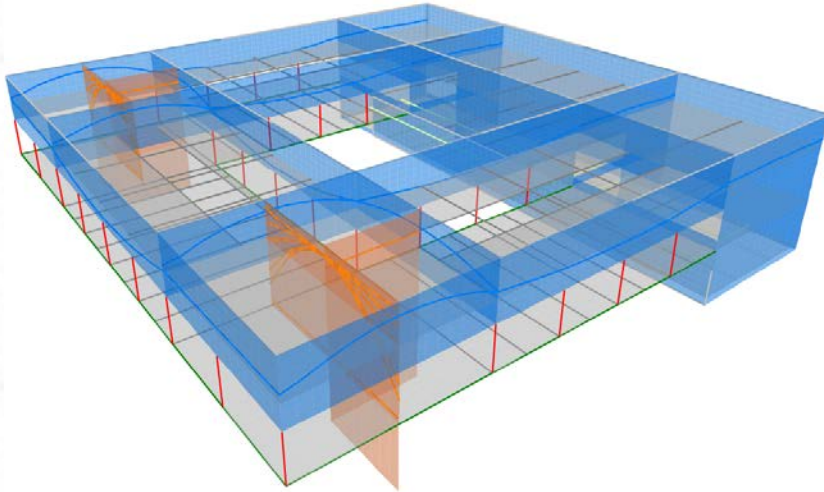
PLANTA PRIMERA



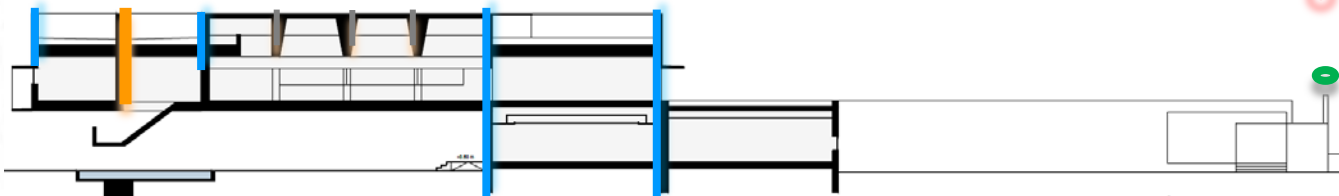
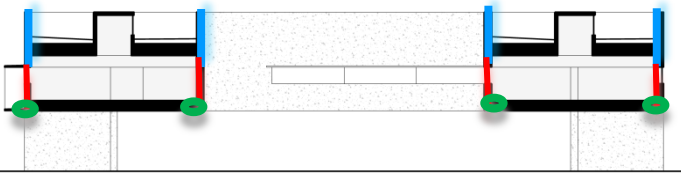
PLANTA COLGADA DE LAS LAJAS

Perfiles de cuelgue macizos

Sección mixta (prelosa 15+5 + HEB 340)



- FORJADOS MIXTOS
- PERFILES DE ACERO FORJADO
- MUROS EN L
- LAJA POST/MURO HA
- PERFILES DE CUELQUE MACIZOS
- ZONAS DE APOYO
- PERFILES DE BORDE

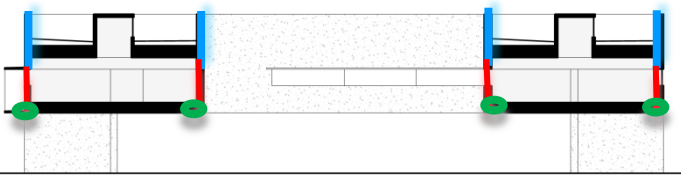
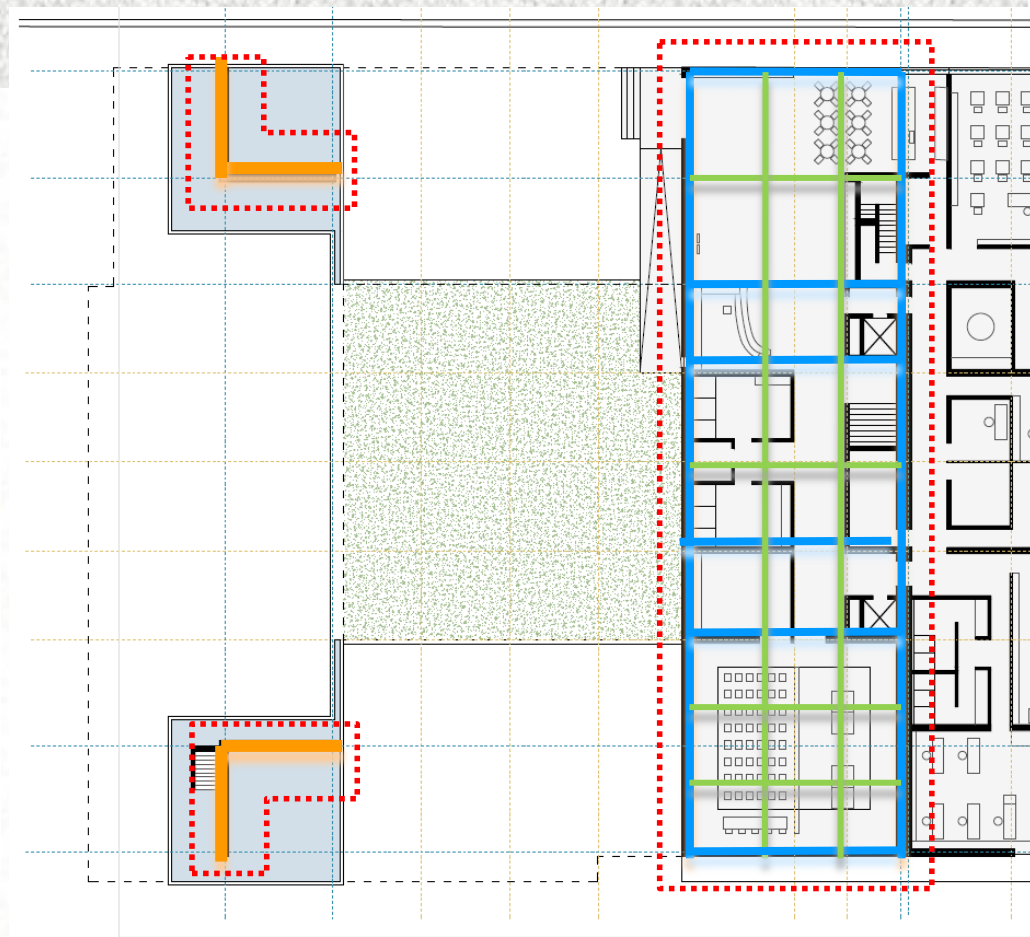
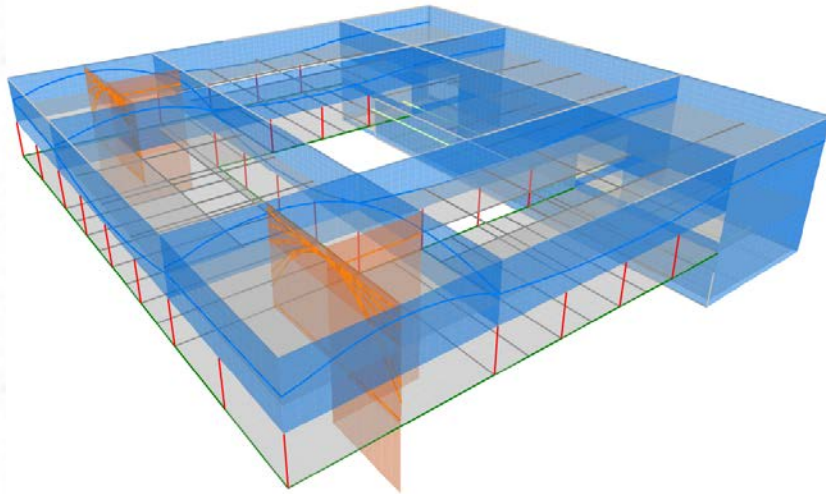


III. ESTRUCTURA: SOLUCIÓN

PLANTA BAJA

✱ FORJADO SANITARIO

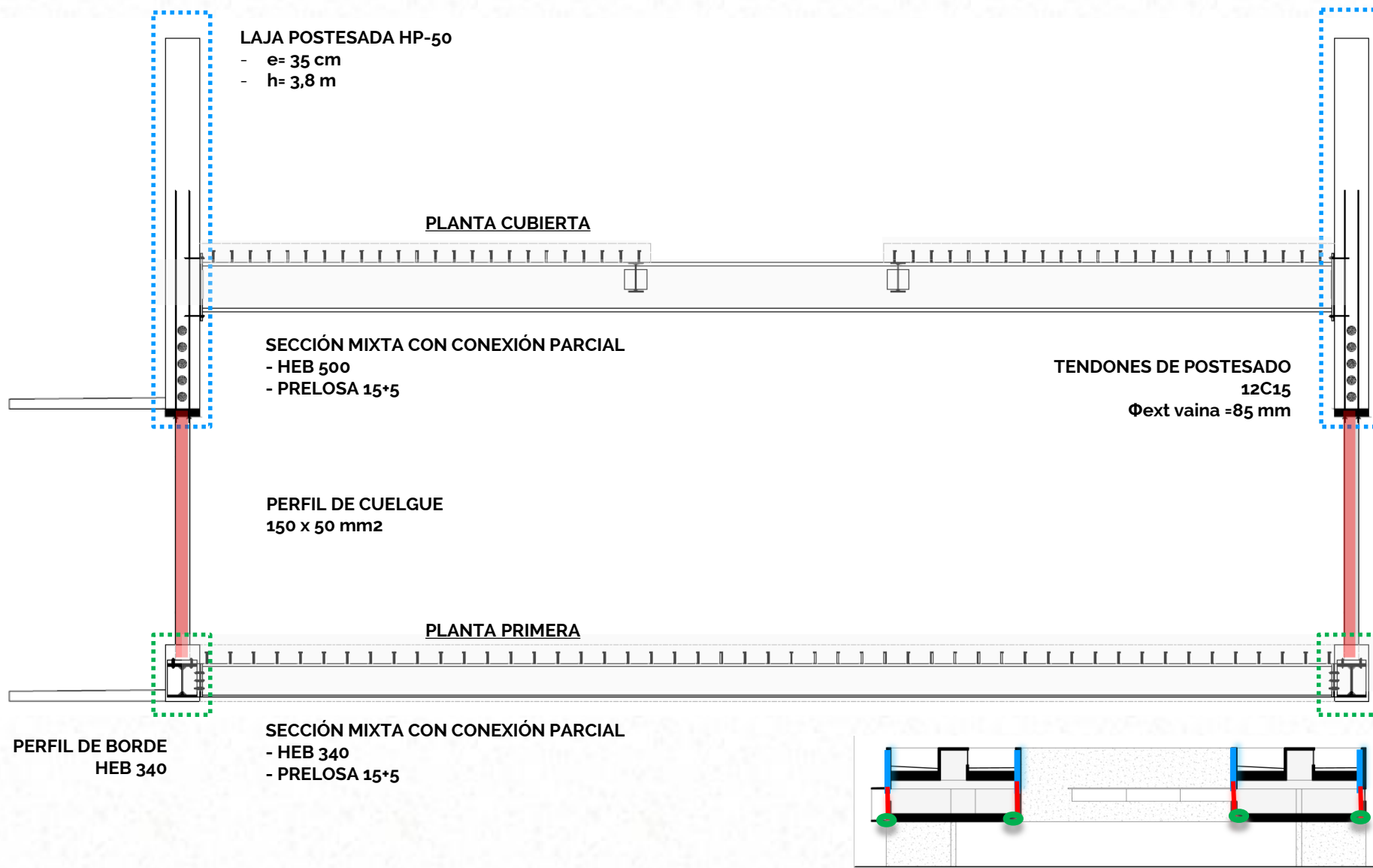
Prelosa 20+5
Vigas de HA



- FORJADOS MIXTOS
- PERFILES DE ACERO FORJADO
- MUROS EN L
- LAJA POST/MURO HA
- PERFILES DE CUELGUE MACIZOS
- ZONAS DE APOYO
- PERFILES DE BORDE
- VIGAS DE HA FORJADO SANITARIO

III. ESTRUCTURA: SOLUCIÓN

SECCIÓN PRINCIPAL



III. ESTRUCTURA: SOLUCIÓN

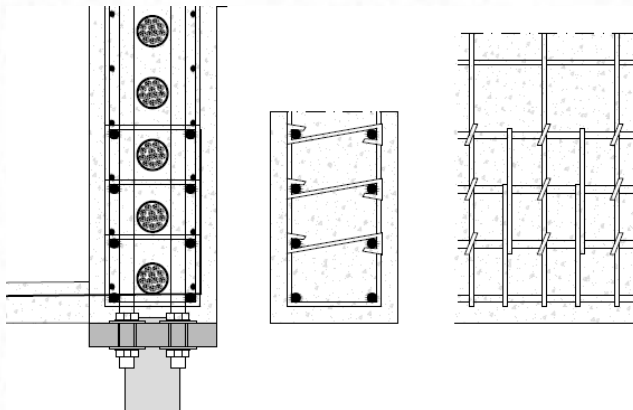
MATERIALES

☼ POSTESADO

- ❖ HP -50 + Y1860 S7
- ❖ CORDONES **ADHERENTES 12C15** (*sismo)
VAINA TUBO DE ACERO LISO (*zona marina)
- ❖ RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS ALTOS

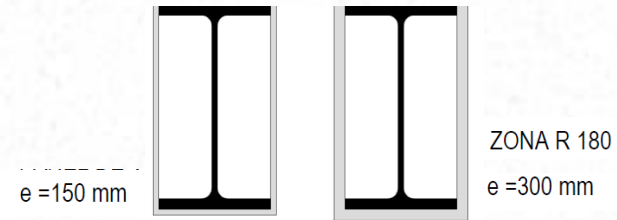
☼ SISMO

- ❖ CÁLCULO PERNOS : CATEGORÍA **C2**
+ SET SÍSMICO
- ❖ MICROPILOTES INCLINADOS
- ❖ **CONFINAMIENTO HA/HP + B 500SD** : DUCTILIDAD



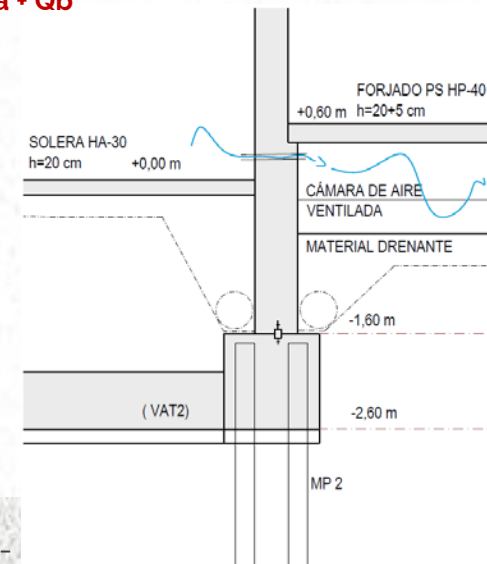
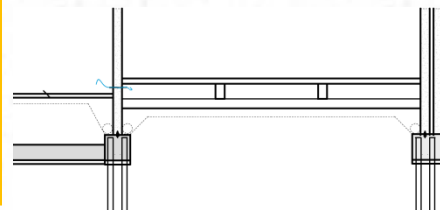
PROTECCIÓN ADICIONAL FRENTE AL FUEGO

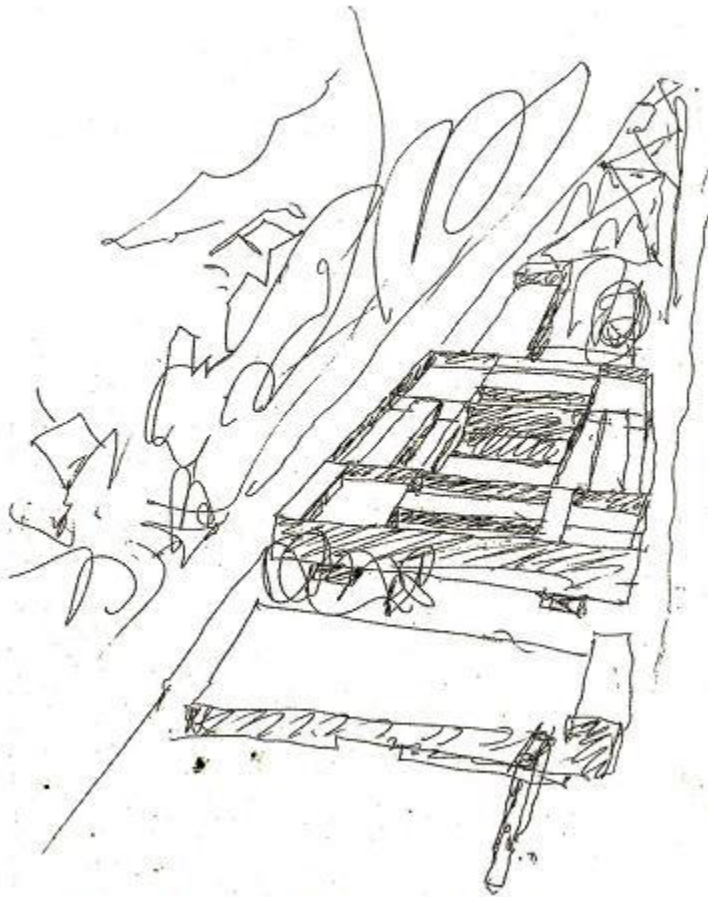
- ❖ PANELES DE **VERMICULITA**



ZONA MARINA

- ❖ PROTECCIÓN PERFILES CON **ZINGA**
- ❖ HORMIGÓN ADAPTADO:
 - AÉREA: **IIIa**
 - CIMENTACIÓN: **IIa + Qb**
- ❖ FORJADO SANITARIO

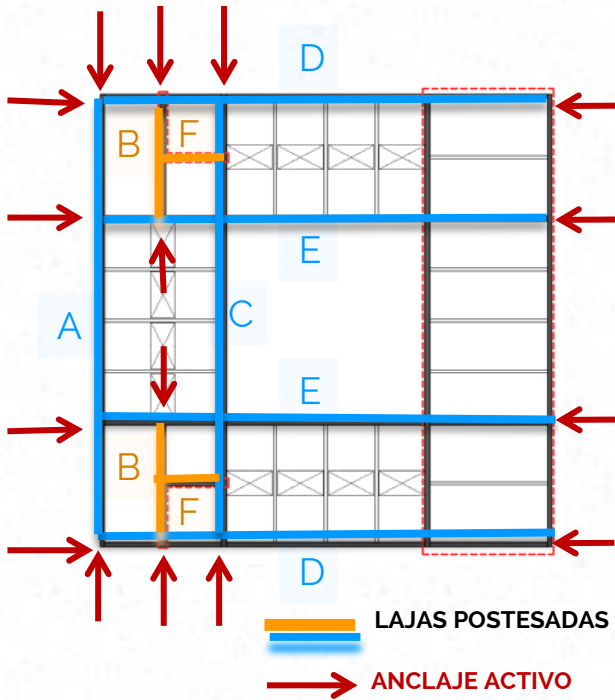




- I. PROYECTO BÁSICO
- II. CONDICIONANTES
- III. ESTRUCTURA : ALTERNATIVAS Y SOLUCIÓN
- IV. POSTESADO**
- V. ANÁLISIS SÍSMICO
- VI. CRITERIOS DE COMPROBACIÓN
- VII. SOLUCIÓN FINAL: DETALLES

IV. POSTESADO

TRAZADO DE LOS TENDONES



PROCESO DE EJECUCIÓN

- ✓ Todos los elementos estructurales con las lajas apeadas
- ✓ Desencofrado y tesado de los tendones progresivamente según orden de tesado:

SITUACIÓN DE VACÍO

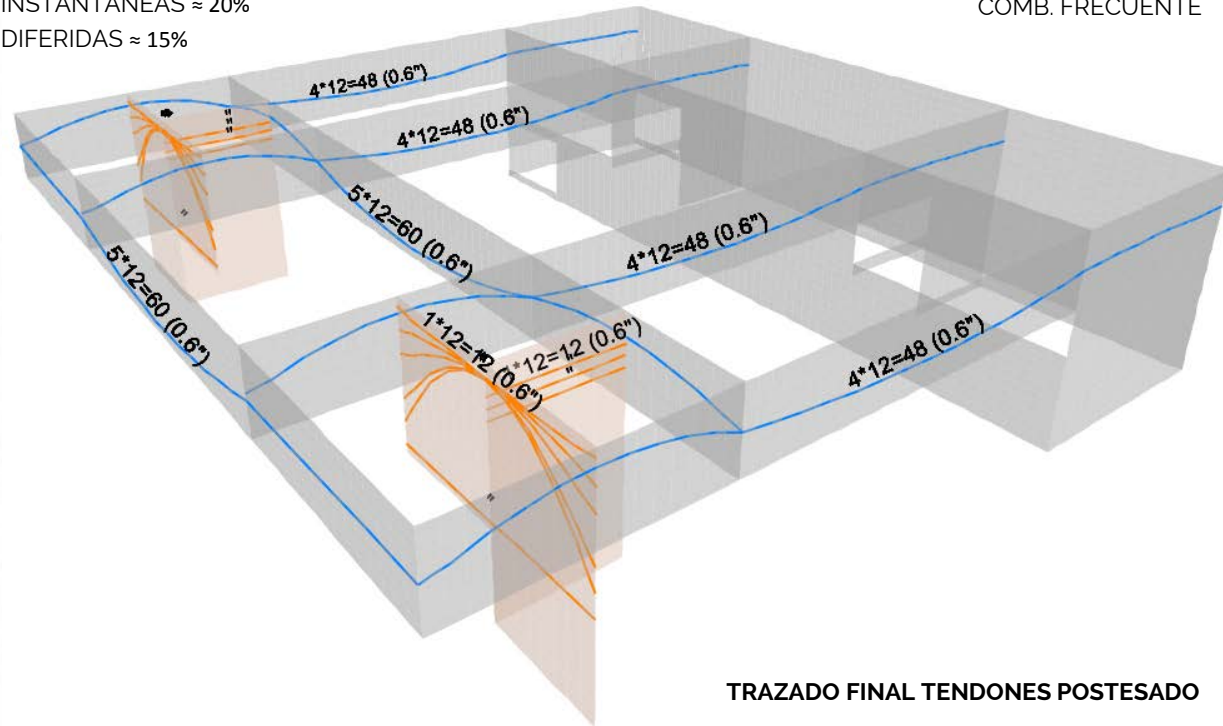
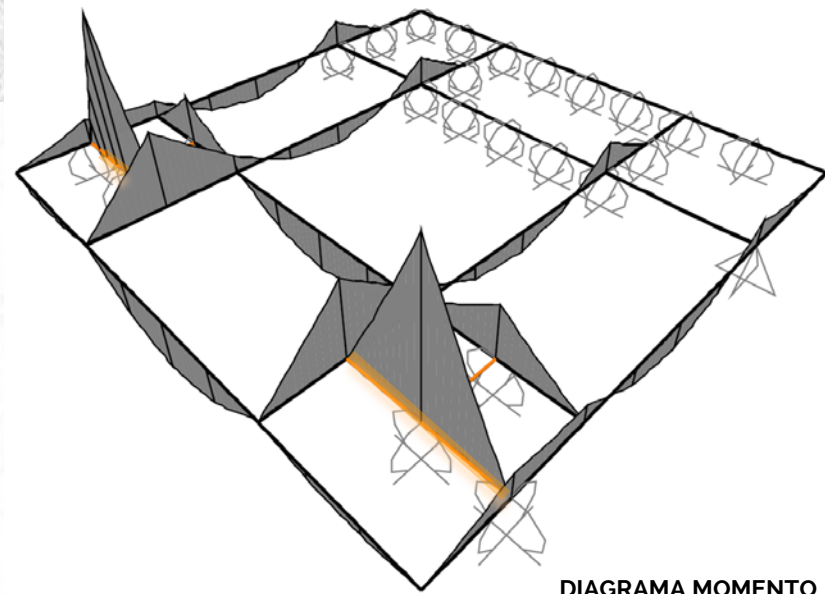
- ✓ Hormigonado en 2ª fase
- ✓ Elementos constructivos y entrada en carga del edificio :

SITUACIÓN FINAL

❖ **SITUACIÓN DE VACÍO**
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
+ 1.1* POSTESADO (Pérd. Inst)

❖ **SITUACIÓN FINAL**
COMBINACIÓN FRECUENTE
+ 0.9* POSTESADO (Pérd. Inst
+Difer.)

PÉRDIDAS (35-40%)
INSTÁNTANEAS ≈ 20%
DIFERIDAS ≈ 15%



IV. POSTESADO

COMPROBACIÓN SITUACIÓN FINAL

☼ FISURACIÓN SIN POSTESADO

TRACCIÓN MÁXIMA : 17 N/mm2

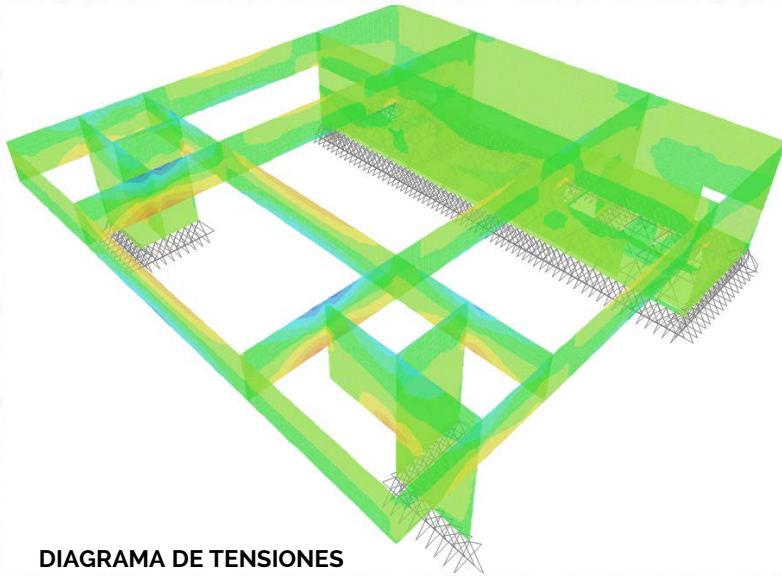
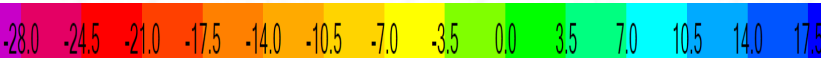


DIAGRAMA DE TENSIONES

S11 N/mm2

COMB. FRECUENTE SIN POSTESADO



No hay problemas de deformación ni resist. a flexión debido al **elevado canto**.

Se comprueban **varios tipos de vínculos** por la influencia que pueden tener en el postesado

La única tracción con postesado no es real; es debida a la **falta de modelado individual** de los tendones

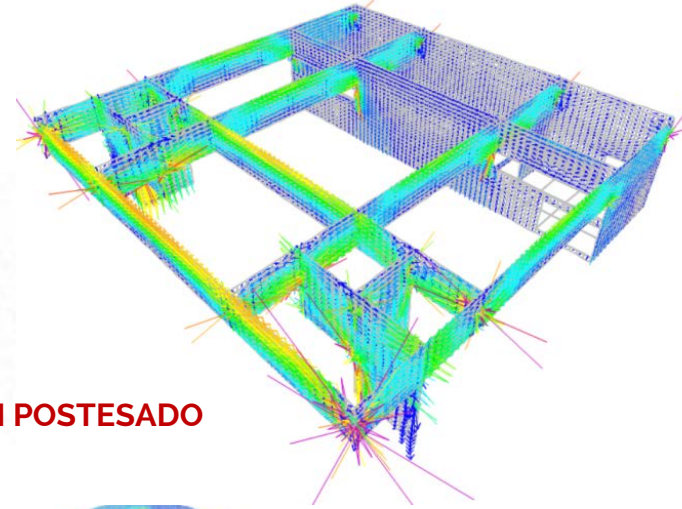
Momentos hiperestáticos

DIRECCIONES PRINCIPALES

S_{máx} y S_{mín} N/mm2

COMB. FRECUENTE

CON POSTESADO



☼ SIN TRACCIONES CON POSTESADO (Ambiente III)

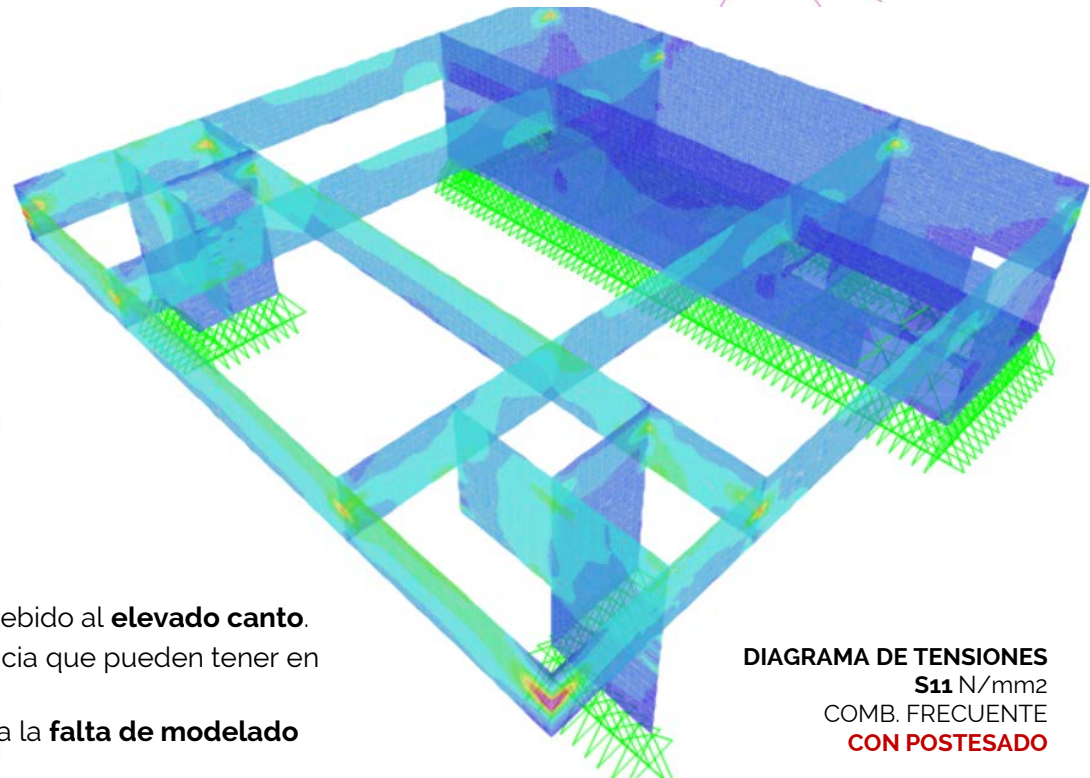


DIAGRAMA DE TENSIONES

S11 N/mm2

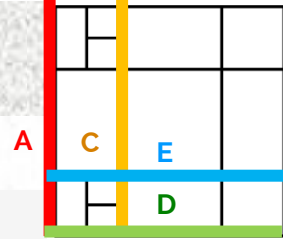
COMB. FRECUENTE

CON POSTESADO

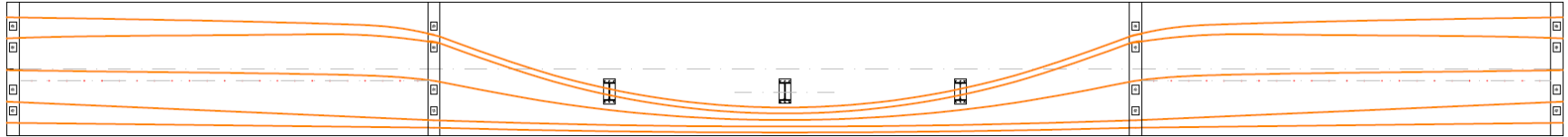


IV. POSTESADO

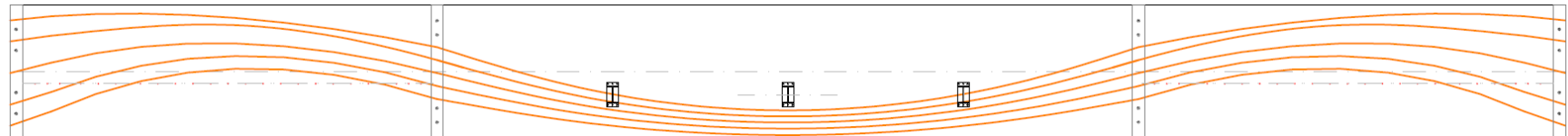
LAJAS POSTESADAS



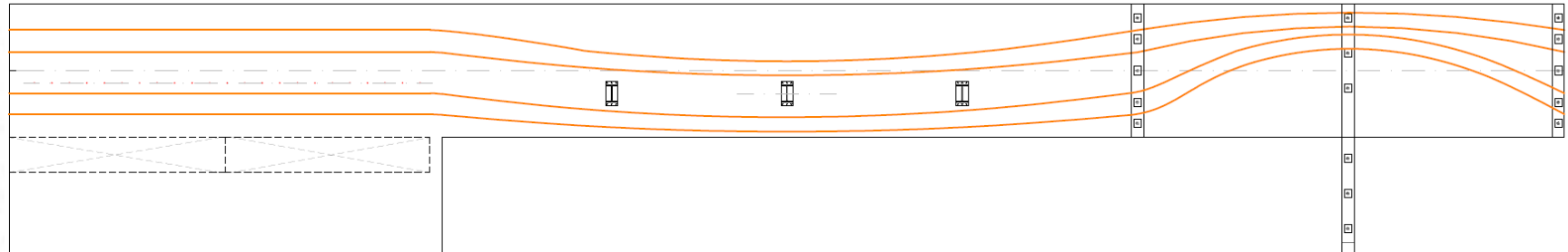
LP A



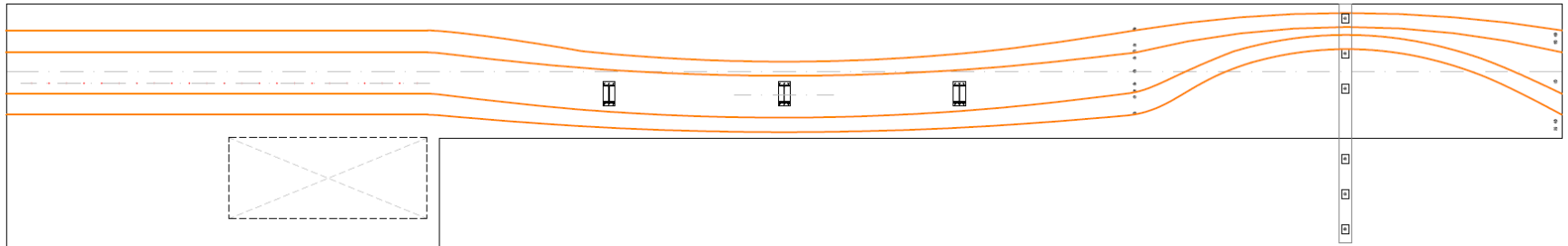
LP C



LP D

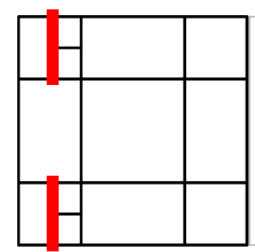
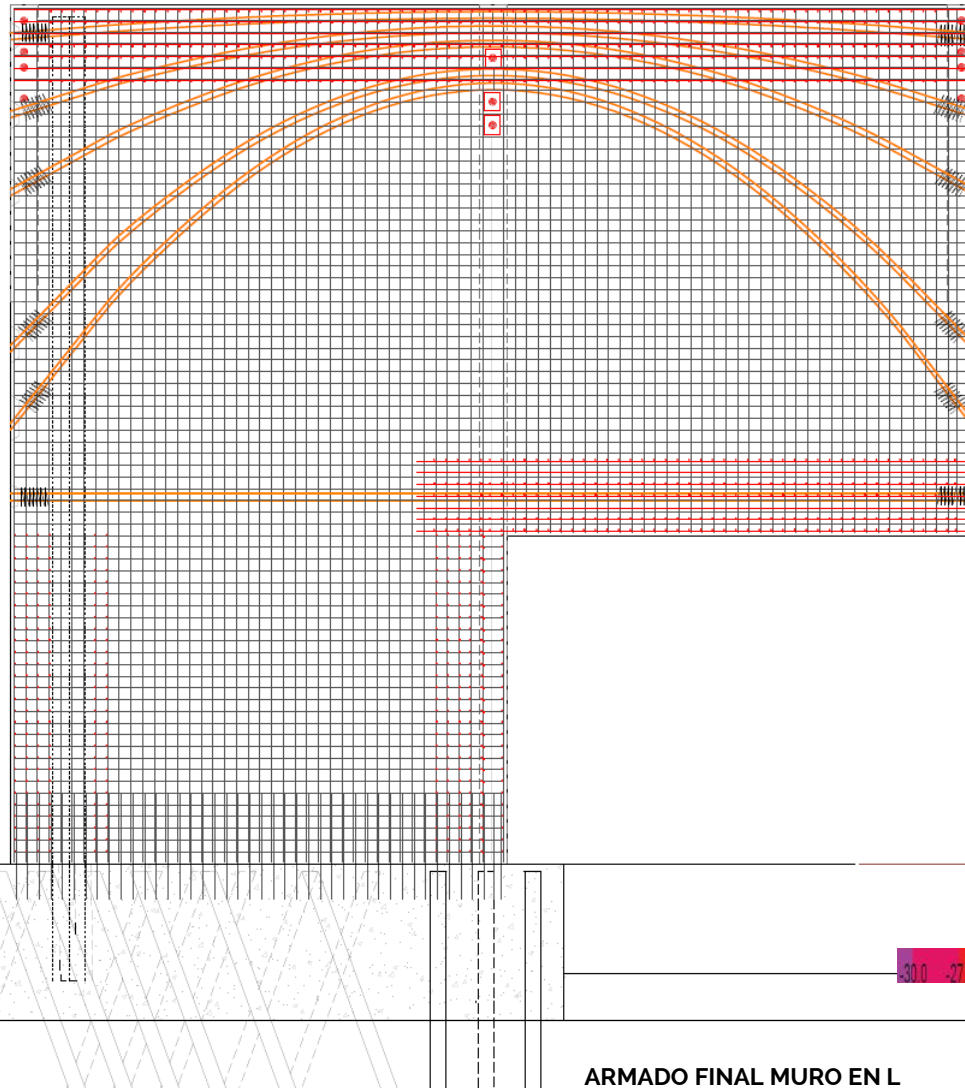


LP E

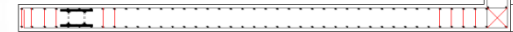


IV. POSTESADO

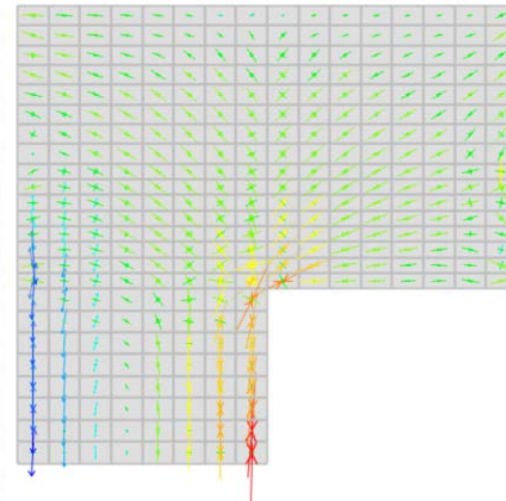
LAJA POSTESADA B



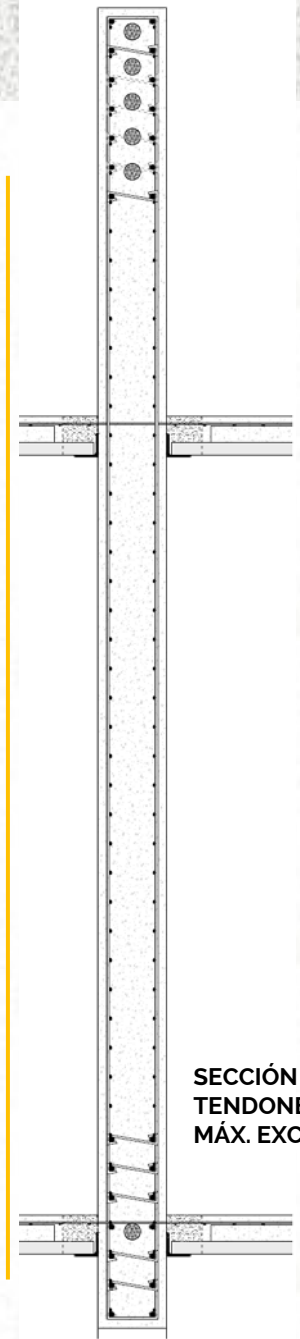
LP B



Perfil para resistir tracciones



DIRECCIONES PRINCIPALES
COMB PERSIST O TRANSIT
CON POSTESADO



SECCIÓN
TENDONES
MÁX. EXC.

IV. POSTESADO

DETALLES POSTESADO



OTRAS CONSIDERACIONES

HORMIGONADO EN SEGUNDA FASE DE LOS DIAFRAGMAS HORIZONTALES

(PRELOSAS) PARA QUE NO INFLUYAN EN
EL POSTESADO

CABLES ADHERENTES, BENEFICIOS A
ELU:

- Mayor ductilidad
- Ruptura solo efectos locales

REFUERZO A COMPRESIÓN

CGM a tracción

DISTRIBUCIÓN DE LOS ANCLAJES

ANCLAJES ACTIVOS 12C15 FREYSSINET

Φ 1 CORDÓN = 140 mm² (0.6")

Φ VAINA = 850 mm

TUBO DE ACERO LISO

12 CORDONES / TENDÓN

1 TENDÓN / VAINA

ÁREA 1 TENDÓN = 1680 mm²

NIVEL DE GARANTÍA NORMAL

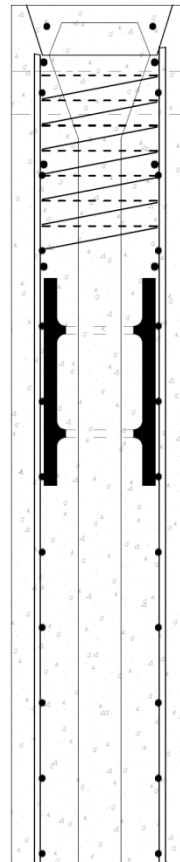
(0.7 fyk)

Fyk = 1860 N/mm²

Fy tesado = 1302 N/mm²

GATO : K 350C

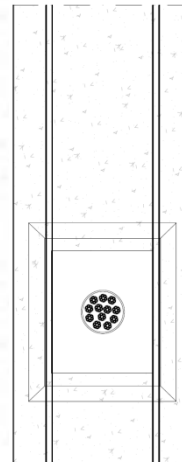
MURO HP-50
E= 35 cm



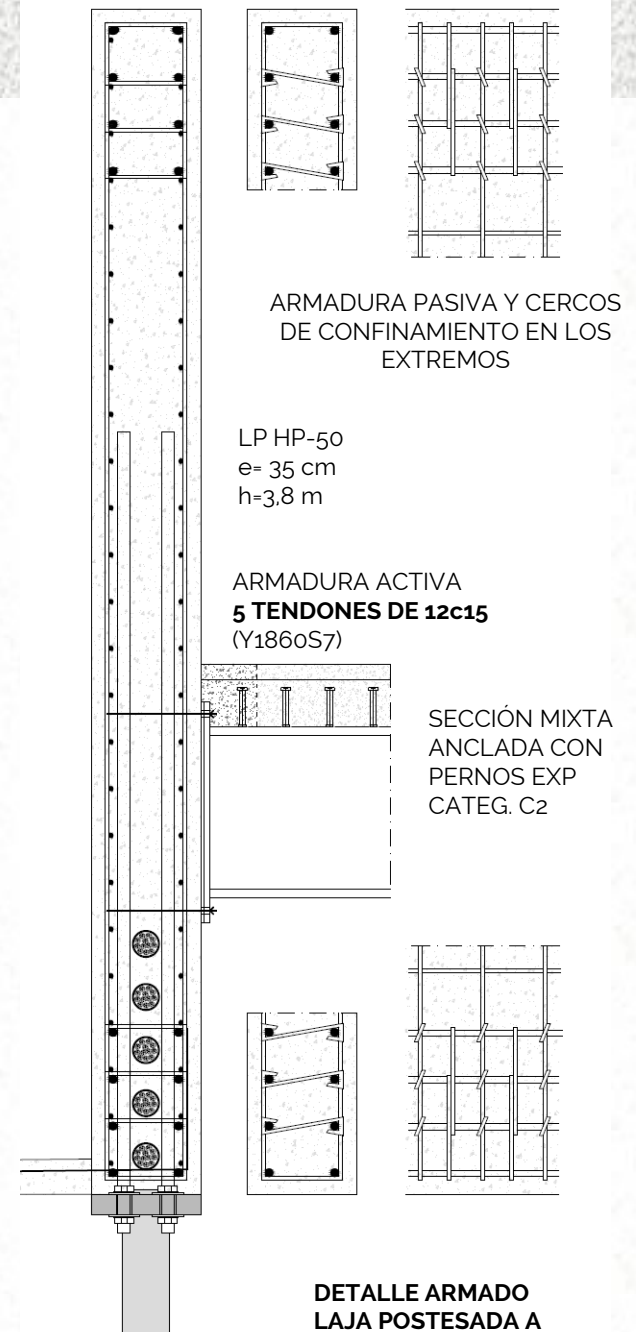
ARMADO COMPLEMENTARIO ANCLAJES

PERFIL PERFORADO
2 x HEM220
(S 275 J2)

TROMPETA
240 x 200 mm²



DETALLE ANCLAJE TENDONES
MUROS EN L



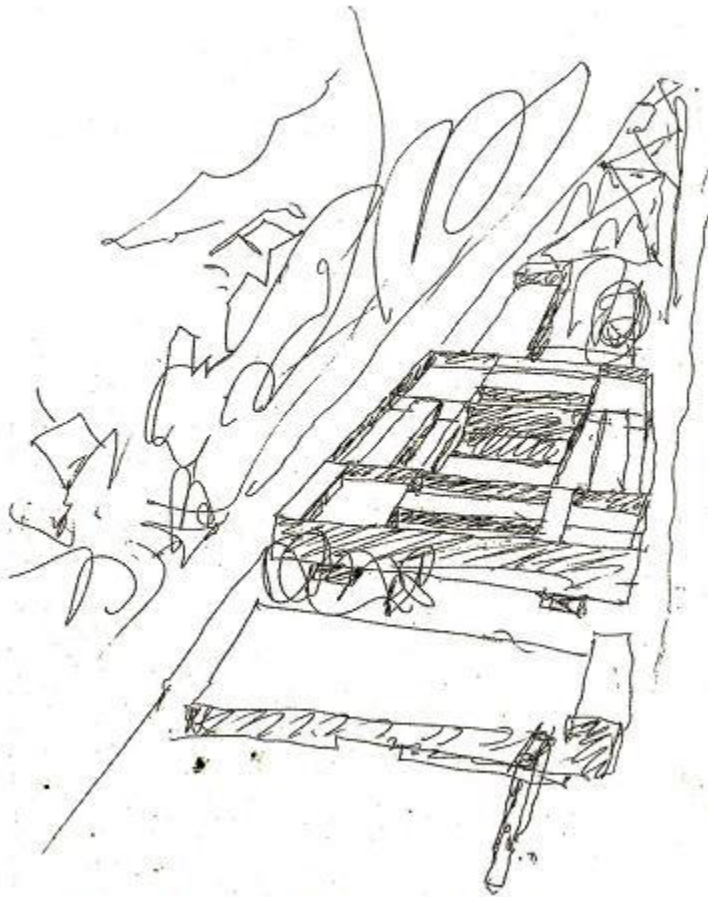
ARMADURA PASIVA Y CERCOS
DE CONFINAMIENTO EN LOS
EXTREMOS

LP HP-50
e= 35 cm
h=3.8 m

ARMADURA ACTIVA
5 TENDONES DE 12c15
(Y1860S7)

SECCIÓN MIXTA
ANCLADA CON
PERNOS EXP
CATEG. C2

DETALLE ARMADO
LAJA POSTESADA A



- I. PROYECTO BÁSICO
- II. CONDICIONANTES
- III. ESTRUCTURA : ALTERNATIVAS Y SOLUCIÓN
- IV. POSTESADO
- V. ANÁLISIS SÍSMICO**
- VI. CRITERIOS DE COMPROBACIÓN
- VII. SOLUCIÓN FINAL: DETALLES

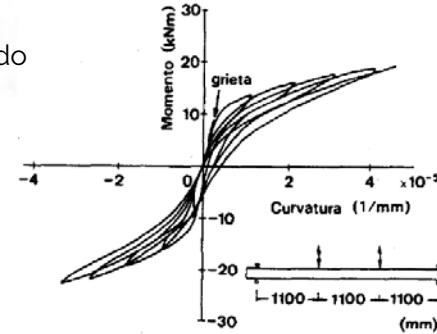
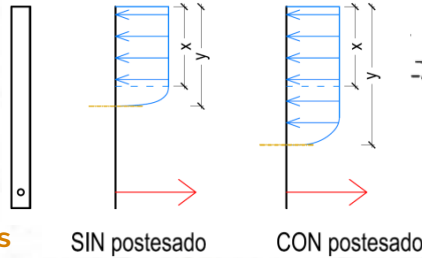
V. ANÁLISIS SÍSMICO

PROPIEDADES SÍSMICAS DEL EDIFICIO



NIVEL DE DUCTILIDAD : **BAJO (2)**

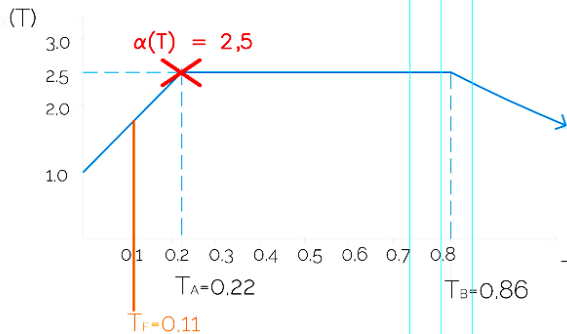
Dificultad a la hora de evaluar la posición de la f.n. debido al postesado
 Vigas que apoyan en vigas
 Gran esbeltez de los elementos
 Postesado disipa poca energía



ESPECTRO DE RESPUESTA

TFundamental según NCSE-02 = **0,11 s**

Se considera la meseta



Espectro de respuesta elástica correspondiente a un oscilador lineal simple de amort 5% respecto al crítico

Aceleración efectiva $= \alpha^* v / \mu^* a_c = 2,5 \cdot 1.09 / 2 \cdot 0.18 g = 0,25g = 2,41m/s^2$

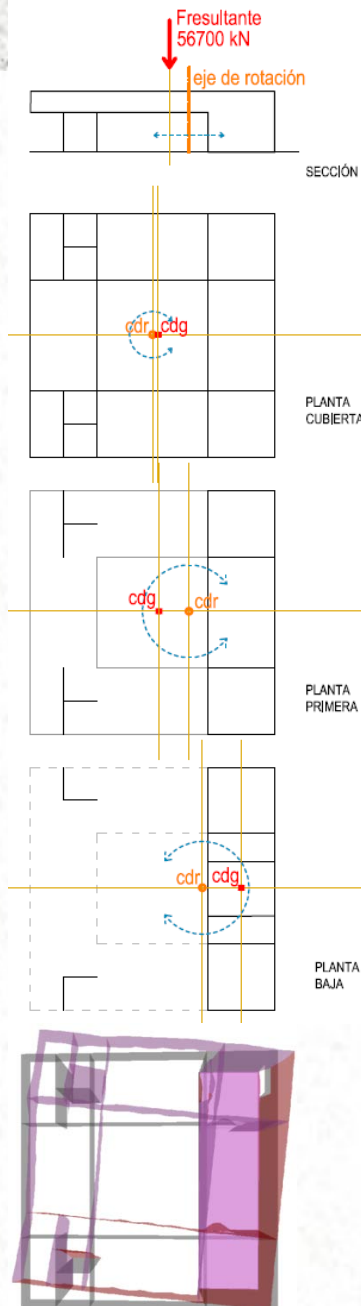
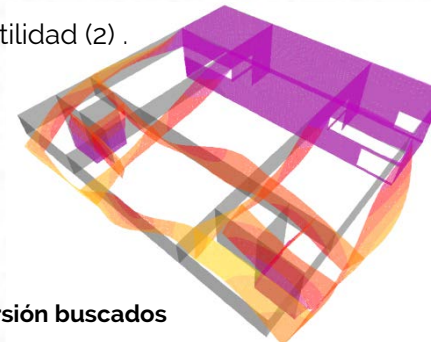
Se modifica el espectro en función del amortiguamiento (4 %) y la ductilidad (2) .



ANÁLISIS MANUAL DE LOS EFECTOS SÍSMICOS: **TORSIÓN**

Edificio irregular en planta y alzado
 Centro de masas y de rigidez no coincidentes
 No es posible análisis por fuerzas equivalentes
 Análisis por espectro de respuesta elástica

Efectos de torsión buscados



V. ANÁLISIS SÍSMICO

MODELADO SÍSMICO SAP 2000



ESPECTRO DE RESPUESTA

3 direcciones ortogonales (**CQC3**)

Combinación de modos: (**CQC**)

Comb. cuadrática completa



EFFECTOS DE LA TORSIÓN ACCIDENTAL

Método simplificado no válido

Exc. de las masas **L/20** en cada dirección



DIFICULTADES DEL MODELADO

Diafragmas rígidos / **semirrígidos**

Efectos del postesado

Primeros modos locales consecuencia de un modelado realista

Elementos muy flexibles como forjados y lajas

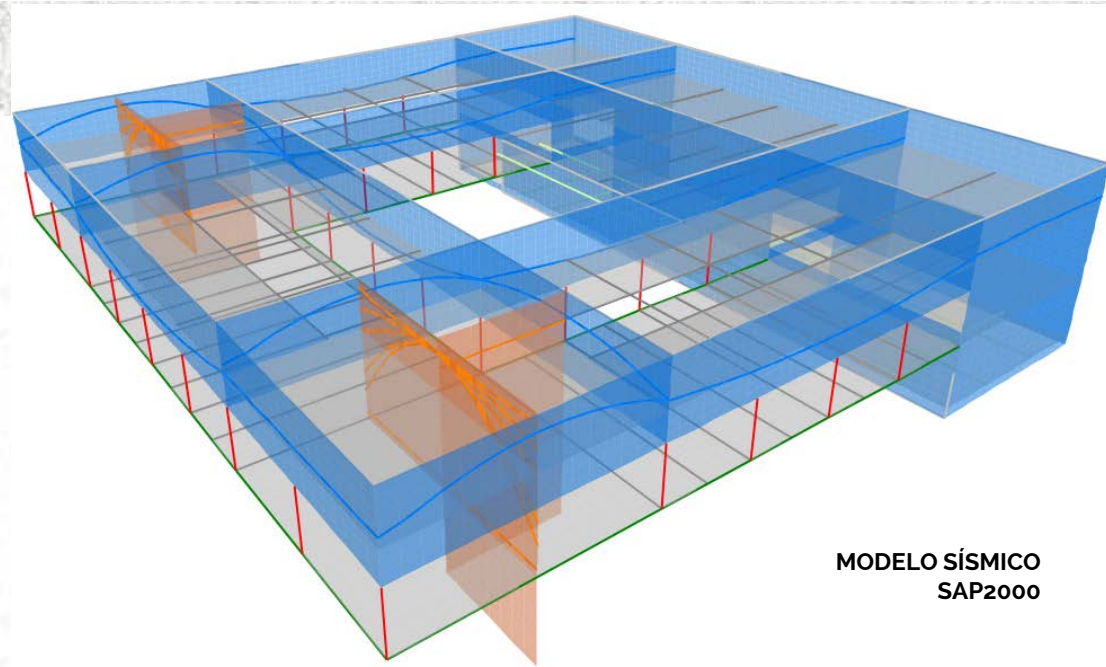


EFFECTOS DE LA TORSIÓN LOCAL DE LAS LAJAS

Modelo local a torsión

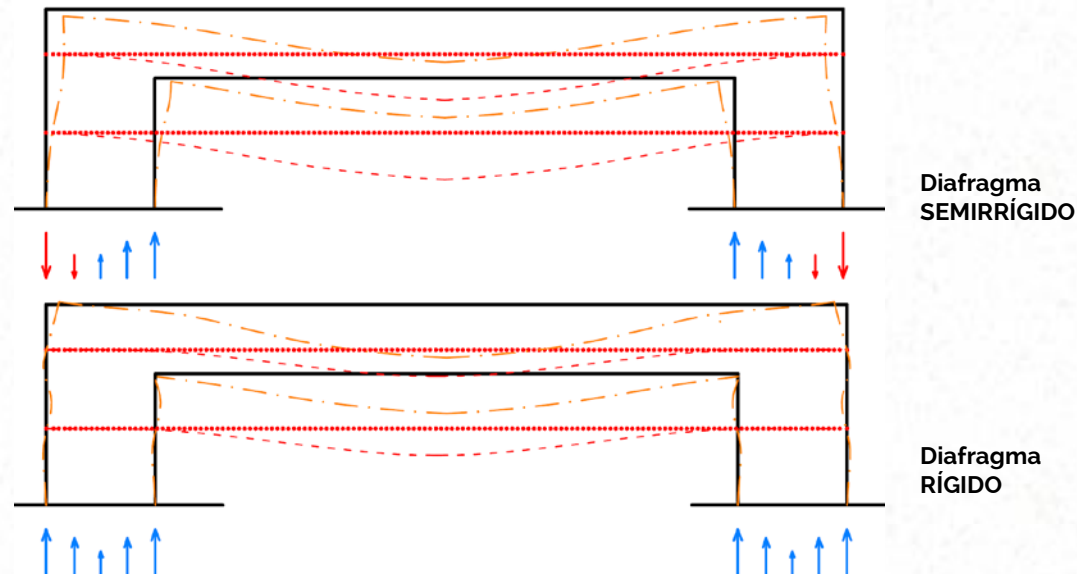
Se devuelve la **resistencia a torsión** a las lajas

Eliminada para el modelo de postesado



MODELO SÍSMICO
SAP2000

ESQUEMA REACCIONES SEGÚN TIPO DE DIAFRAGMA



V. ANÁLISIS SÍSMICO

MODELO SÍSMICO LOCAL: TORSIÓN LAJAS

COMPROBACIÓN DE LA TORSIÓN LOCAL DE LAS LAJAS

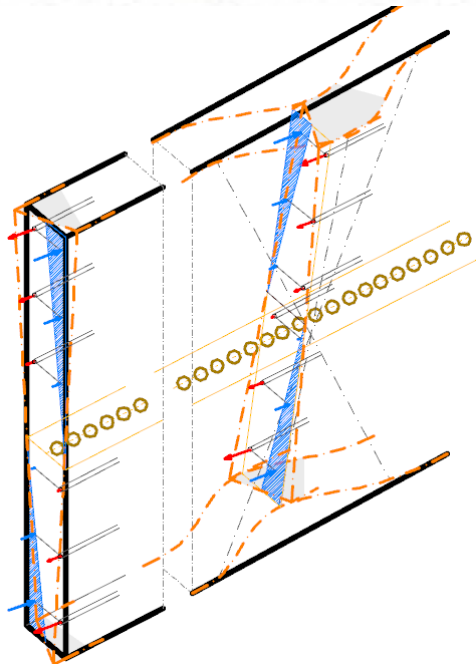
Se resiste la torsión mediante **FLEXIÓN**

Elementos de elevado espesor, por lo que presentan elevadas resistencias a flexión también en la caras de menor dimensión.

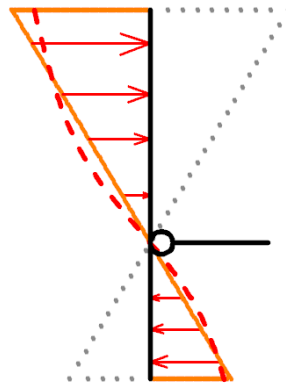
CARGAS DE TORSIÓN

Peso propio * aceleración sísmica

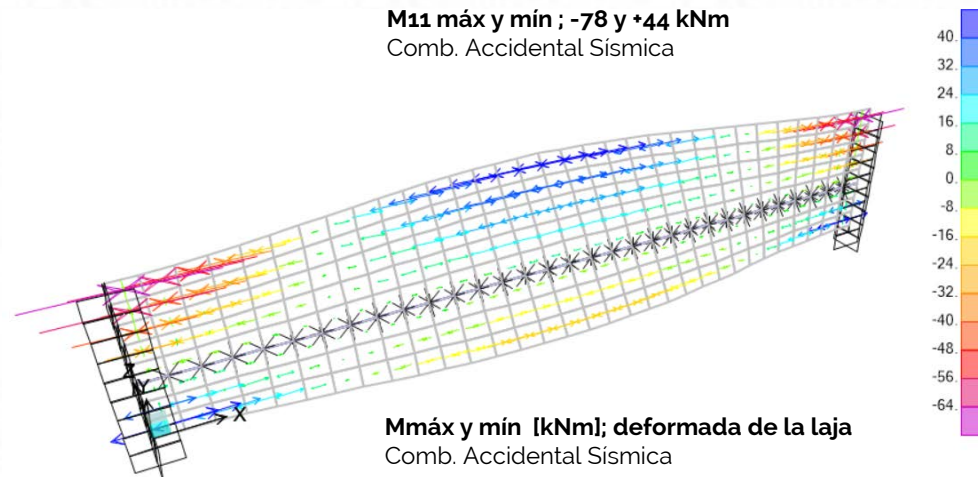
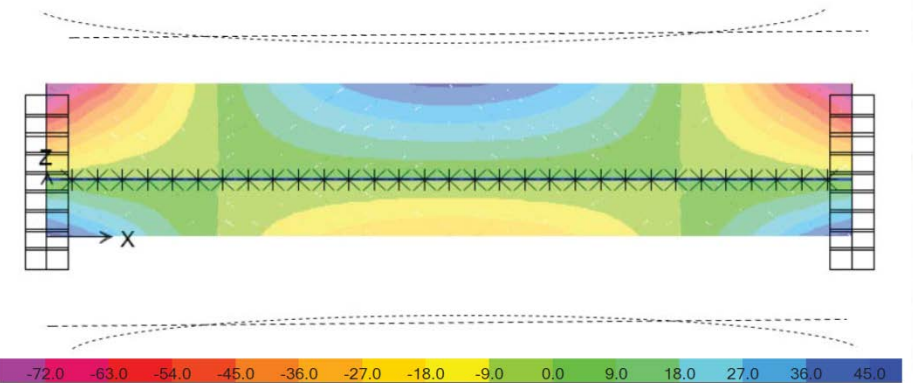
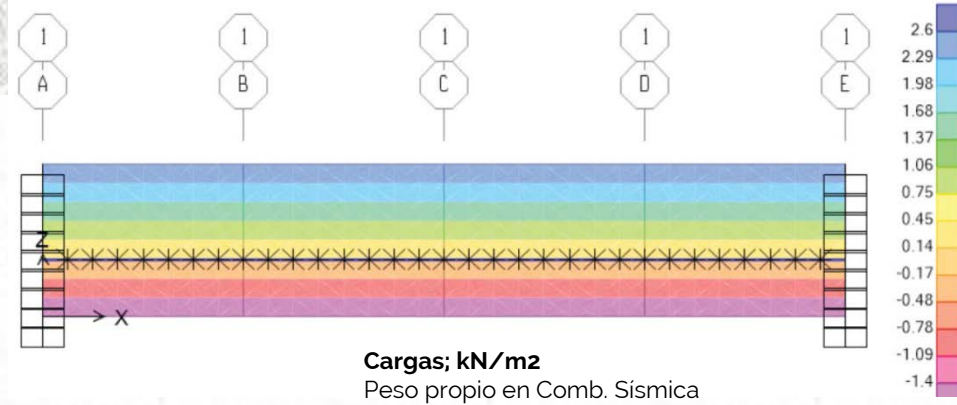
Carga total distribuida según modo fundamental de vibración.



Respuesta esperada



Esquema oscilación laja y distribución de cargas



V. ANÁLISIS SÍSMICO

RESPUESTA SÍSMICA

PROYECTO POR CAPACIDAD

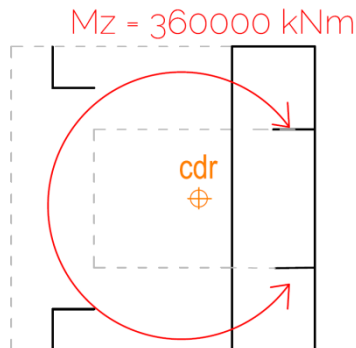
Sobrerresistencia a los elementos críticos

Rótulas plásticas en los muros menos redundantes,
ya que el postesado disipa poca energía

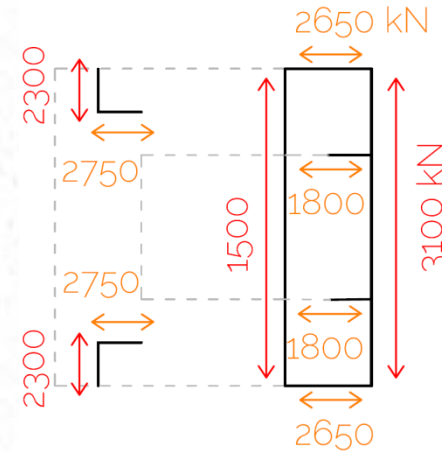
Comprobación **rasante forjado** en encuentro con muros

MOMENTOS TORSORES SAP 2000

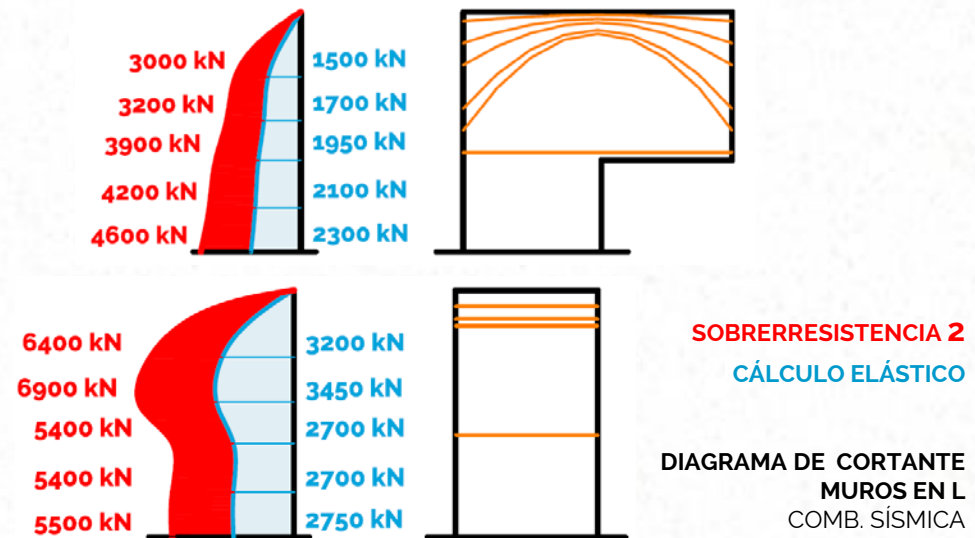
Incluyendo **ex . Accidental**
Gran influencia



CORTANTES BASALES SAP 2000



CORTANTES EN ELEMENTOS CLAVE



V. ANÁLISIS SÍSMICO

RESPUESTA SÍSMICA

☀ MODOS MÁS REPRESENTATIVOS (+5% Factor de participación modal)

❖ LOCALES

Modo 1 – $T = 0,26$ s :
FLEXIÓN LOCAL FORJADO Y LAJAS VUELO DELANTERO

Modo 12 – $T = 0,17$ s :
TORSIÓN LOCAL DE TODAS LAS LAJAS
(Factor de participación modal = $0,06 U_z$)

❖ GLOBALES

Modo 20 – $T = 0,14$ s :
TORSIÓN GLOBAL ($0,13 U_x$)

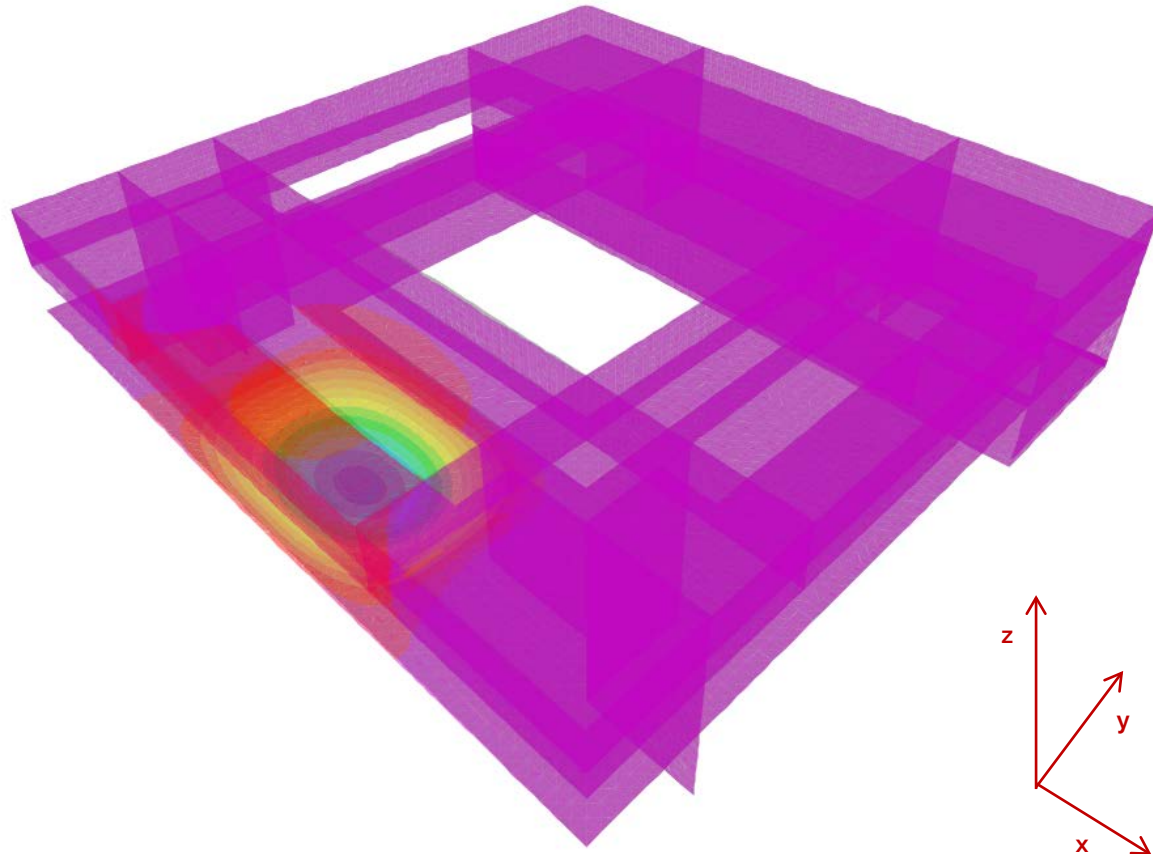
Modo 32 – $T = 0,11$ s :
TORSIÓN GLOBAL ($0,14 U_x$)

Modo 40 – $T = 0,10$ s :
FLEXIÓN GLOBAL DEL EDIFICIO ($0,59 U_y$)

Modo 148 – $T = 0,05$ s :
MOVIMIENTO GLOBAL ($0,06 U_x$)

Modo 1 – $T = 0,26$ s :
MODO FUNDAMENTAL LOCAL

**FLEXIÓN LOCAL FORJADO
Y LAJAS VUELO DELANTERO**



V. ANÁLISIS SÍSMICO

RESPUESTA SÍSMICA

★ MODOS DE VIBRACIÓN RELEVANTES (+5% Factor de participación modal)

❖ LOCALES

Modo 1 – $T = 0,26$ s :

FLEXIÓN LOCAL FORJADO Y LAJAS VUELO DELANTERO

Modo 12 – $T = 0,17$ s :

TORSIÓN LOCAL DE TODAS LAS LAJAS

(Factor de participación modal = $0,06$ U_z)

❖ GLOBALES

Modo 20 – $T = 0,14$ s :

TORSIÓN GLOBAL($0,13$ U_x)

Modo 32 – $T = 0,11$ s :

TORSIÓN GLOBAL ($0,14$ U_x)

Modo 40 – $T = 0,10$ s :

FLEXIÓN GLOBAL DEL EDIFICIO ($0,59$ U_y)

Modo 148 – $T = 0,05$ s :

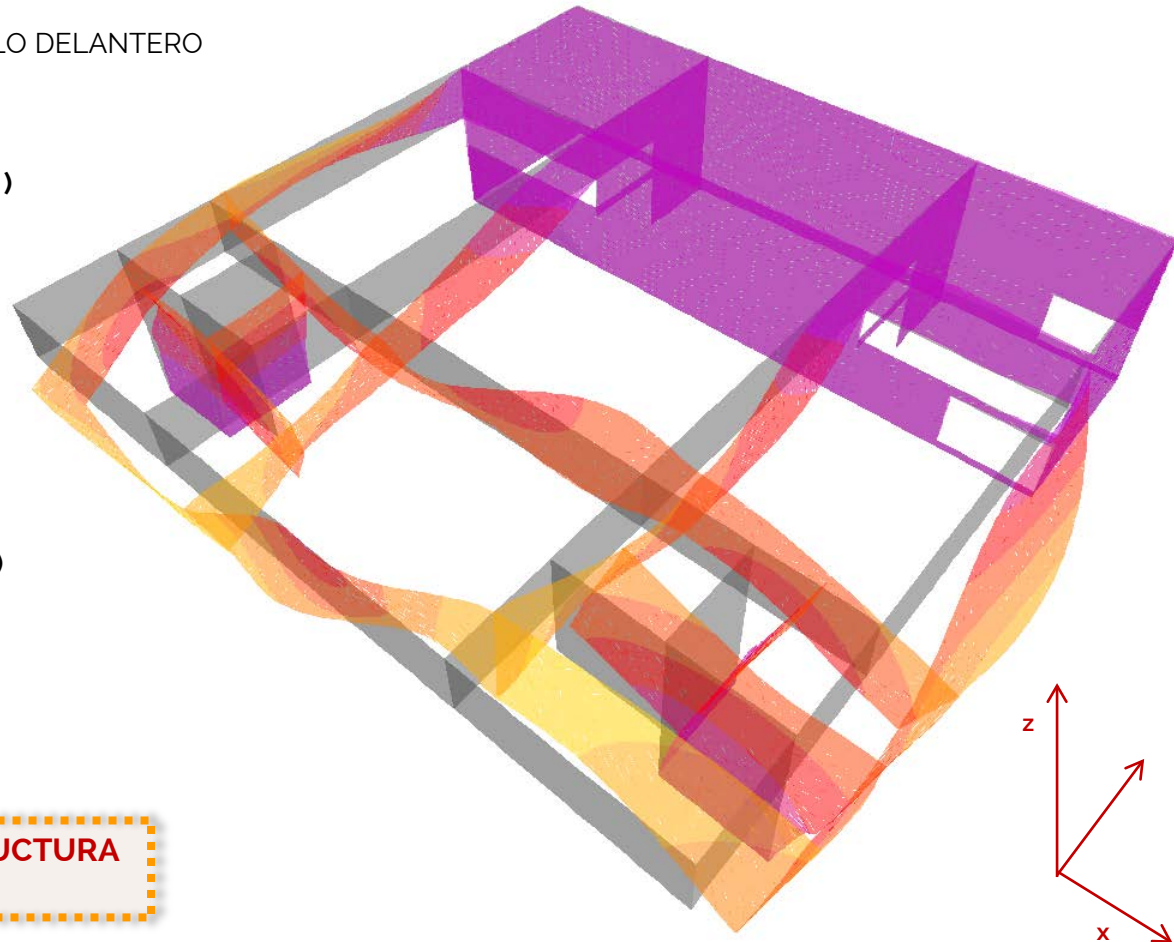
MOVIMIENTO GLOBAL ($0,06$ U_x)

**PERIODO FUNDAMENTAL ESTRUCTURA
NCSE-02 : $T_F = 0,11$ s**

Modo 20 – $T = 0,14$ s :

MODO FUNDAMENTAL GLOBAL

TORSIÓN GLOBAL ($0,13$ U_x)



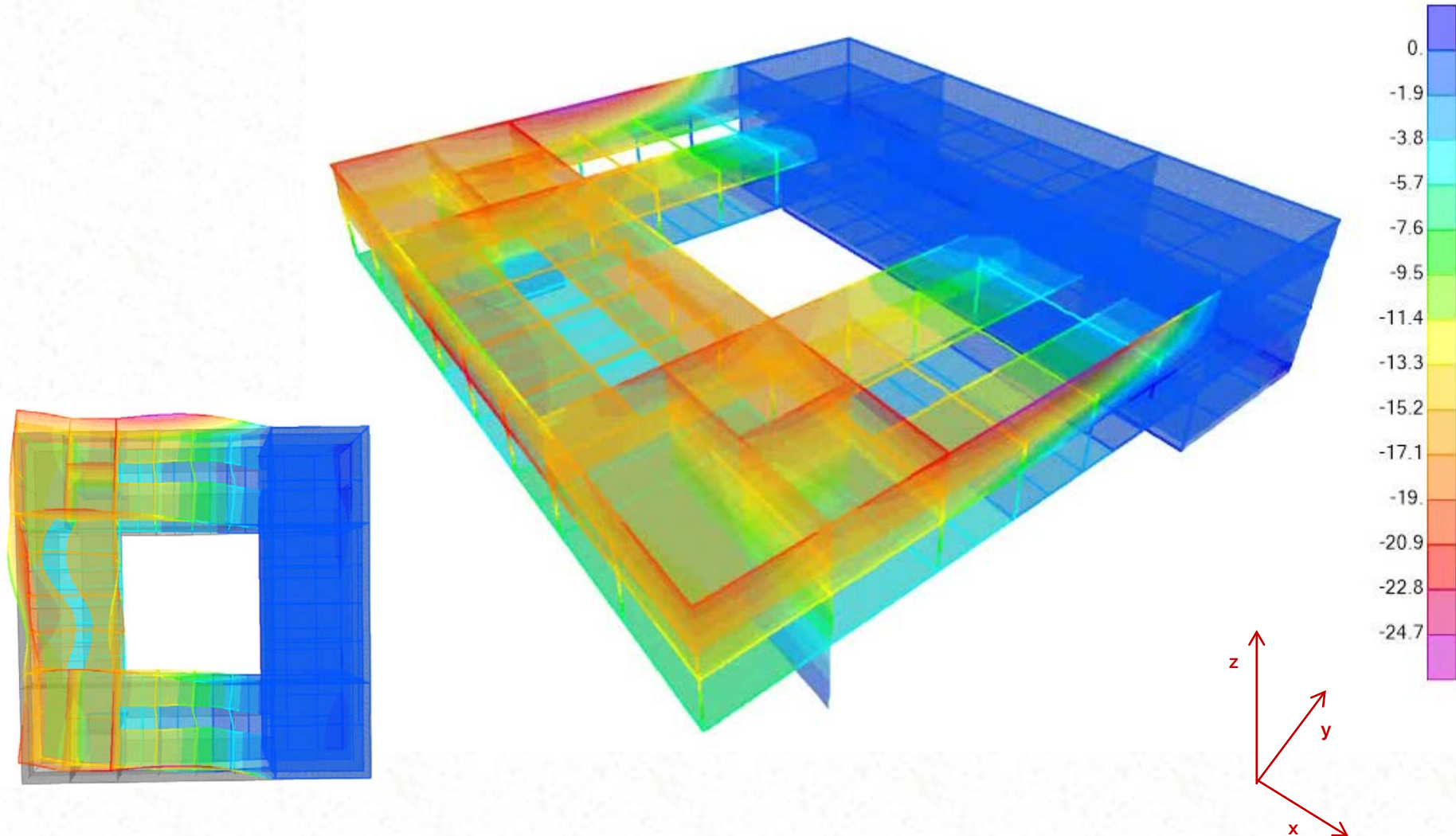
V. ANÁLISIS SÍSMICO

RESPUESTA SÍSMICA

Modo 20 – $T = 0,14 \text{ s}$:

MODO FUNDAMENTAL GLOBAL

TORSIÓN GLOBAL (0,13 U_x)



V. ANÁLISIS SÍSMICO

RESPUESTA SÍSMICA

☼ MODOS MÁS REPRESENTATIVOS (+5% Factor de participación modal)

❖ LOCALES

Modo 1 – $T = 0,26 \text{ s}$:

FLEXIÓN LOCAL FORJADO Y LAJAS VUELO DELANTERO

Modo 12 – $T = 0,17 \text{ s}$:

TORSIÓN LOCAL DE TODAS LAS LAJAS
(Factor de participación modal = $0,06 \text{ Uz}$)

❖ GLOBALES

Modo 20 – $T = 0,14 \text{ s}$:

TORSIÓN GLOBAL ($0,13 \text{ Ux}$)

Modo 32 – $T = 0,11 \text{ s}$:

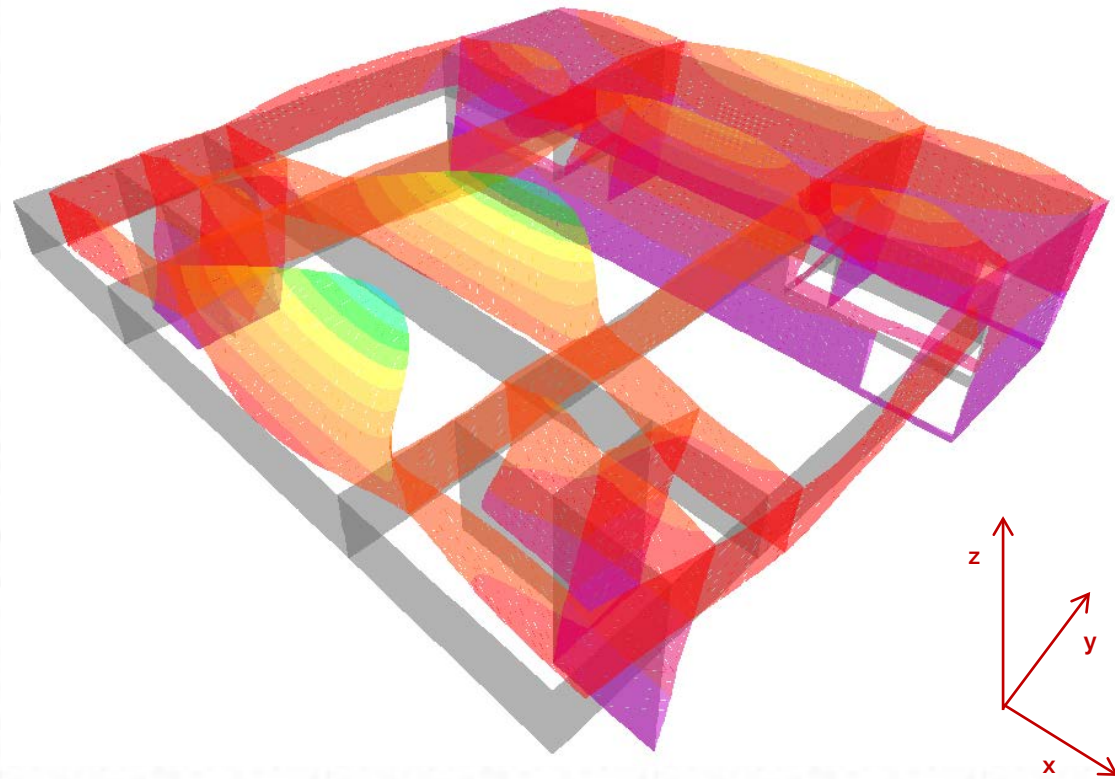
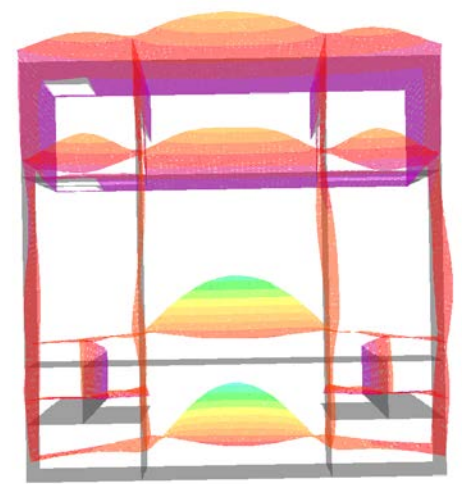
TORSIÓN GLOBAL ($0,14 \text{ Ux}$)

Modo 40 – $T = 0,10 \text{ s}$:

FLEXIÓN GLOBAL DEL EDIFICIO ($0,59 \text{ Uy}$)

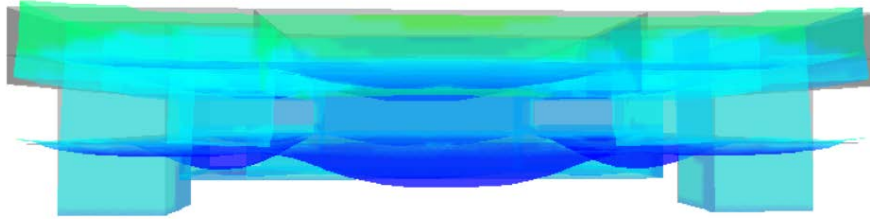
Modo 148 – $T = 0,05 \text{ s}$:

MOVIMIENTO GLOBAL ($0,06 \text{ Ux}$)



V. ANÁLISIS SÍSMICO

RESPUESTA SÍSMICA

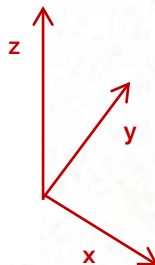
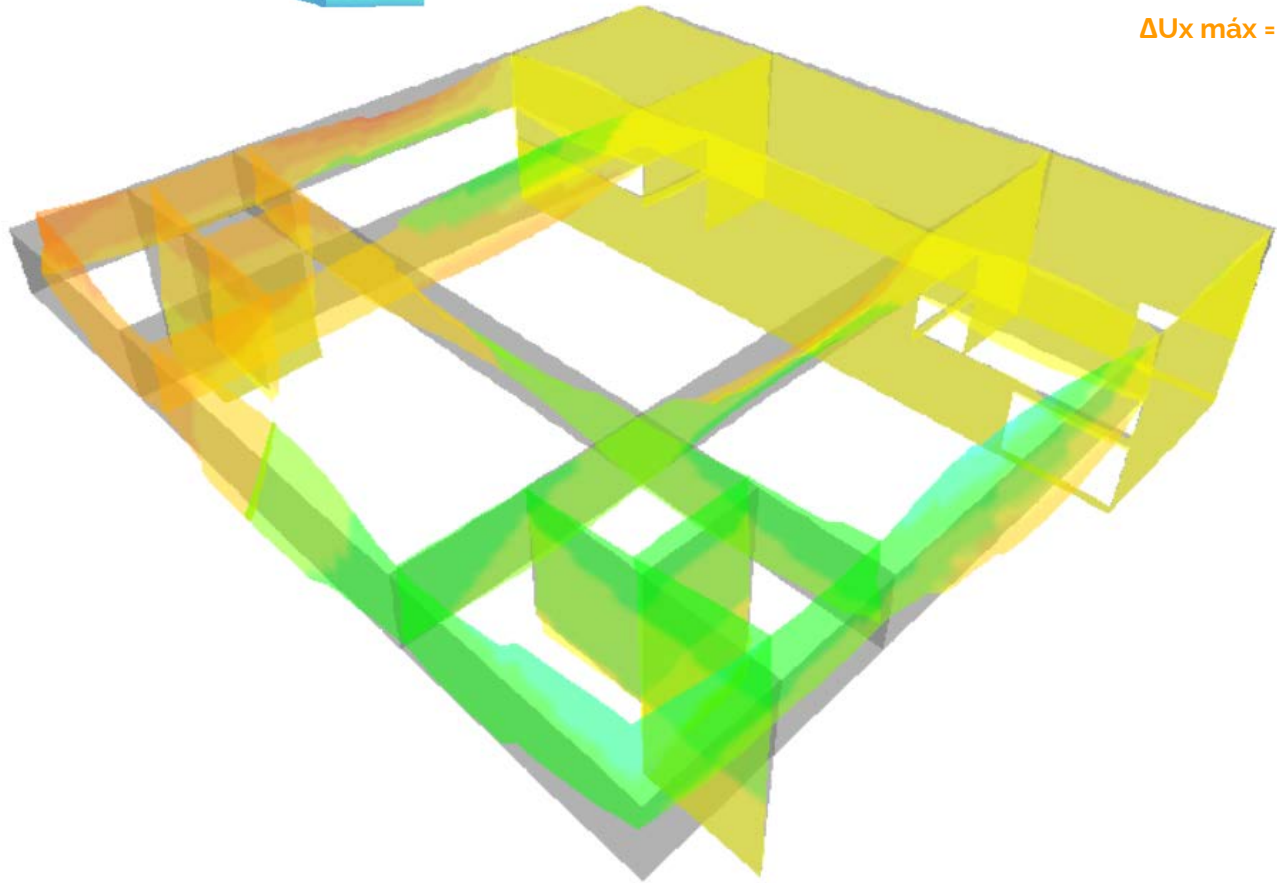


MOVIMIENTO DE LA ESTRUCTURA

INCREMENTO DE LOS DESPLAZAMIENTOS
CON RESPECTO A SOLO LA CARGA GRAVITATORIA

ESPECTRO PRINCIPAL EN DIRECCIÓN X

$\Delta U_x \text{ máx} = 5,6 \text{ mm}$



V. ANÁLISIS SÍSMICO

RESPUESTA SÍSMICA

MOVIMIENTO DE LA ESTRUCTURA

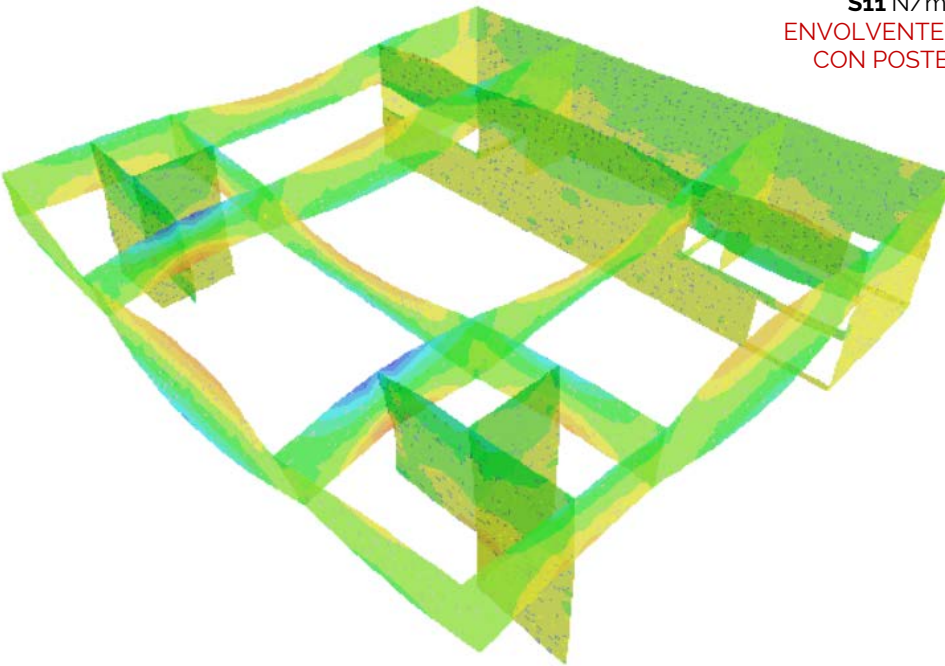
INCREMENTO DE LOS DESPLAZAMIENTOS
CON RESPECTO A SOLO LA CARGA GRAVITATORIA
ENVOLVENTE DE COMBINACIONES DE ESPECTROS

NO SE PRODUCE INVERSIÓN DE MOMENTOS EN LAS LAJAS

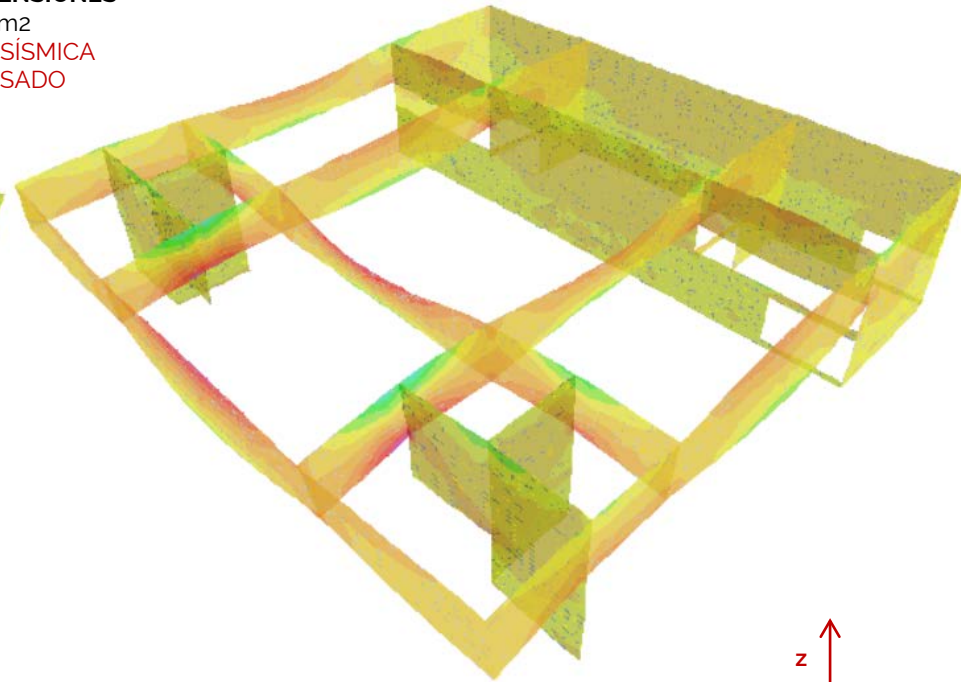
DIAGRAMA DE TENSIONES

S_{11} N/mm²

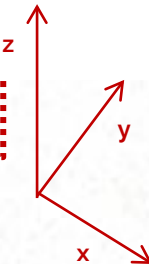
ENVOLVENTE SÍSMICA
CON POSTESADO



S_{11} MÁXIMO
|Máx abs|



S_{11} MÍNIMO
|Máx abs|

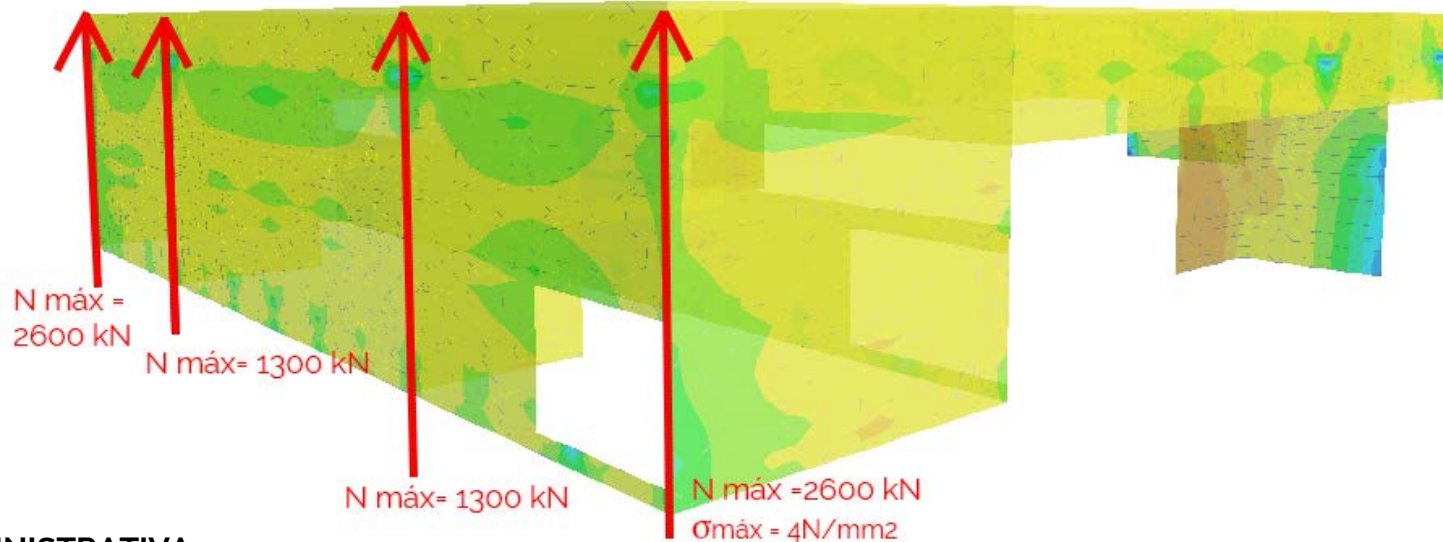


V. ANÁLISIS SÍSMICO

COMPROBACIONES LOCALES

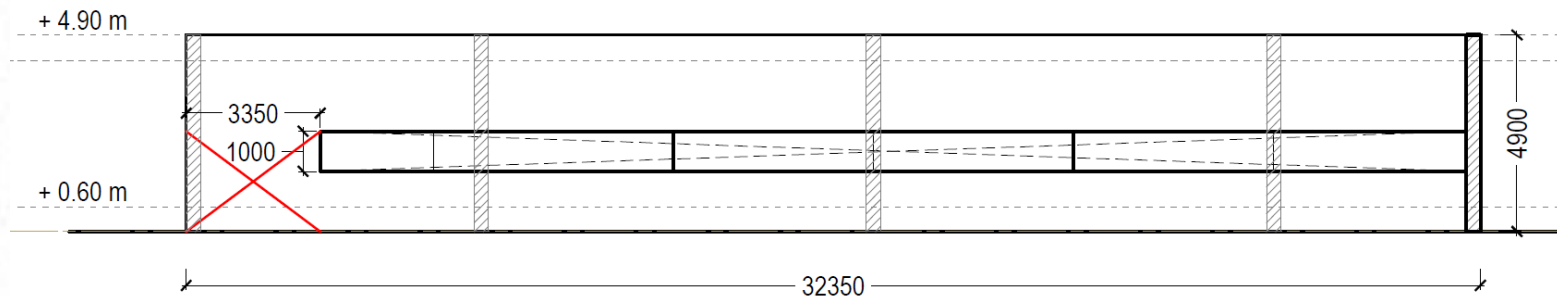
☼ ZONA PÚBLICA

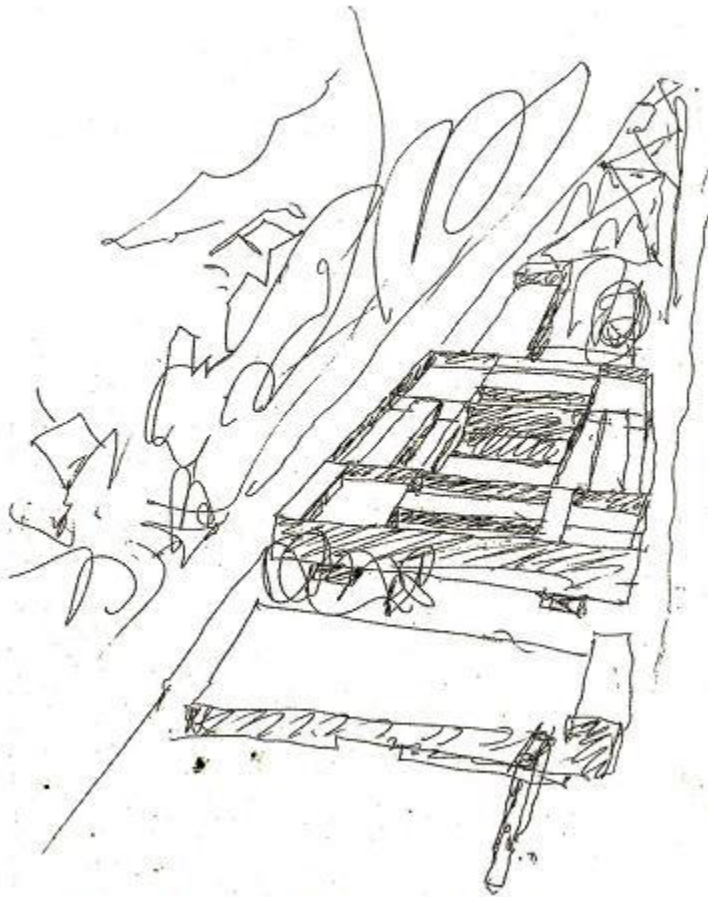
❖ TRACCIÓN EN LOS MUROS «TRASEROS»



☼ ZONA ADMINISTRATIVA

❖ FLEXIÓN Y CORTANTE EN PUNTOS DÉBILES





- I. PROYECTO BÁSICO
- II. CONDICIONANTES
- III. ESTRUCTURA : ALTERNATIVAS Y SOLUCIÓN
- IV. POSTESADO
- V. ANÁLISIS SÍSMICO
- VI. CRITERIOS DE COMPROBACIÓN**
- VII. SOLUCIÓN FINAL : DETALLES

VI. CRITERIOS DE COMPROBACIÓN

VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS

❖ INFLUENCIA DEL POSTESADO / NORMATIVA

❖ FLEXIÓN

SOLICITACIÓN

Integración de fuerzas (**Momento**)

*Comb. Sin postesado debido a que SAP2000 no integra la fuerza de los tendones.

RESISTENCIA

Par de fuerzas H-A considerando predeformación del A

❖ CORTANTE: V efectivo

SOLICITACIÓN

Integración de tensiones tangenciales, incluyendo el efecto favorable del postesado. $\Sigma \tau = Vd + Vpd$

RESISTENCIA

Resist tg del HA + incremento por rozamiento debido a la compresión del postesado

❖ AXIL: Tracción | perfiles

SOLICITACIÓN

Integración de tensiones normales. $\int \sigma$

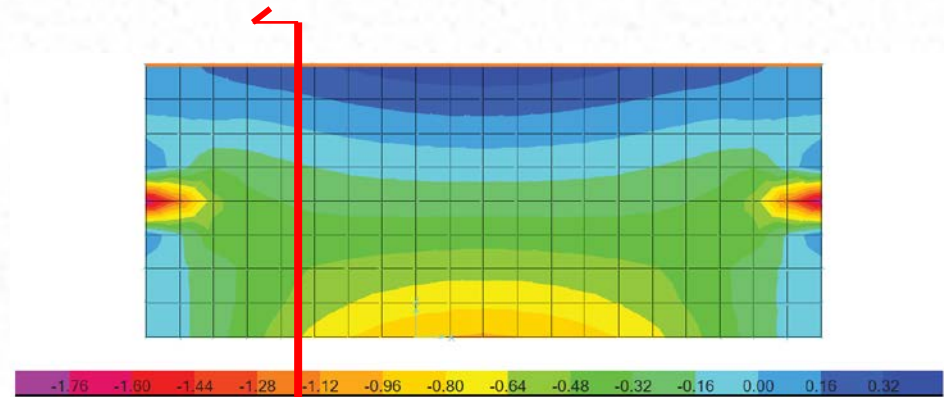
RESISTENCIA

Área * fyd del A

❖ INTEGRACIÓN DE TENSIONES SAP 2000

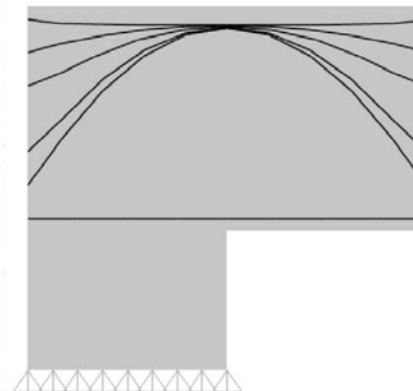
MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

Orden : « DRAW SECTION CUT »

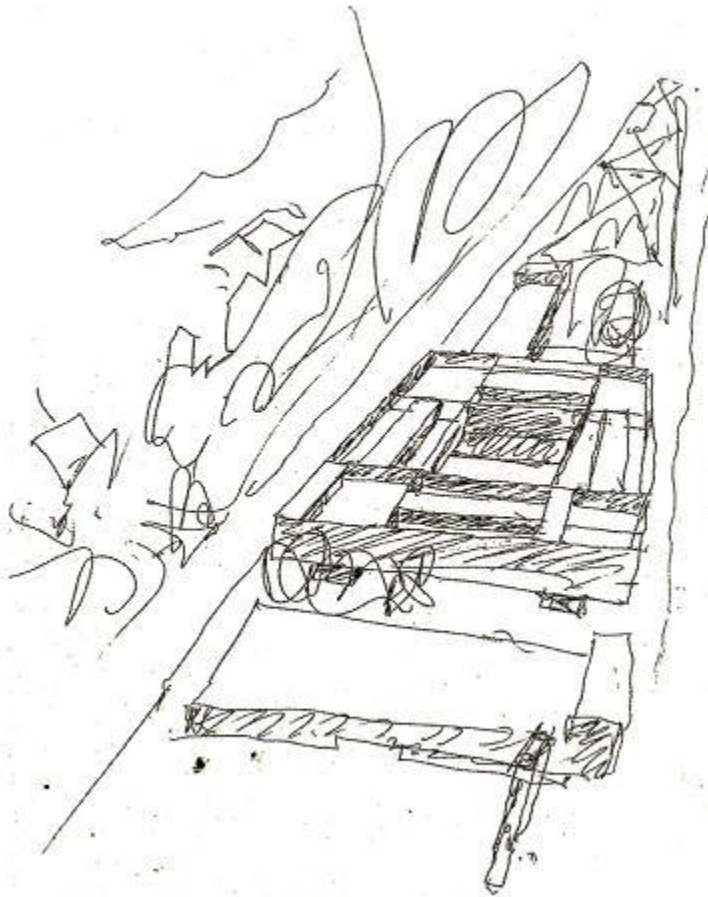


MODELO DE VERIFICACIÓN POSTESADO

S11



MODELADO TENDÓN A TENDÓN

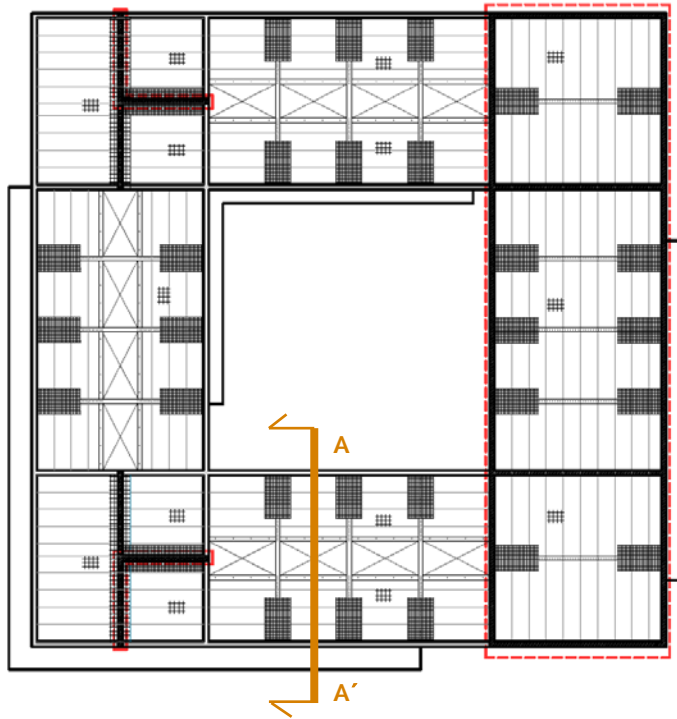


- I. PROYECTO BÁSICO
- II. CONDICIONANTES
- III. ESTRUCTURA : ALTERNATIVAS Y SOLUCIÓN
- IV. POSTESADO
- V. ANÁLISIS SÍSMICO
- VI. CRITERIOS DE COMPROBACIÓN
- VII. SOLUCIÓN FINAL : DETALLES**

VIII. SOLUCIÓN FINAL: DETALLES

PLANTAS Y SECCIONES

PLANTA CUBIERTA



SECCIÓN A-A'

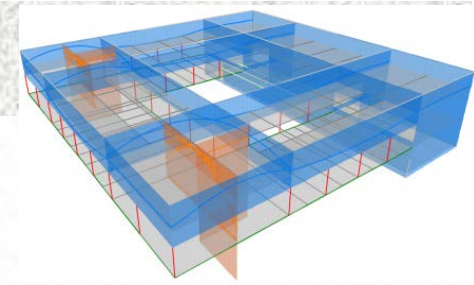
Armado a rasante forjados



PLANTA PRIMERA

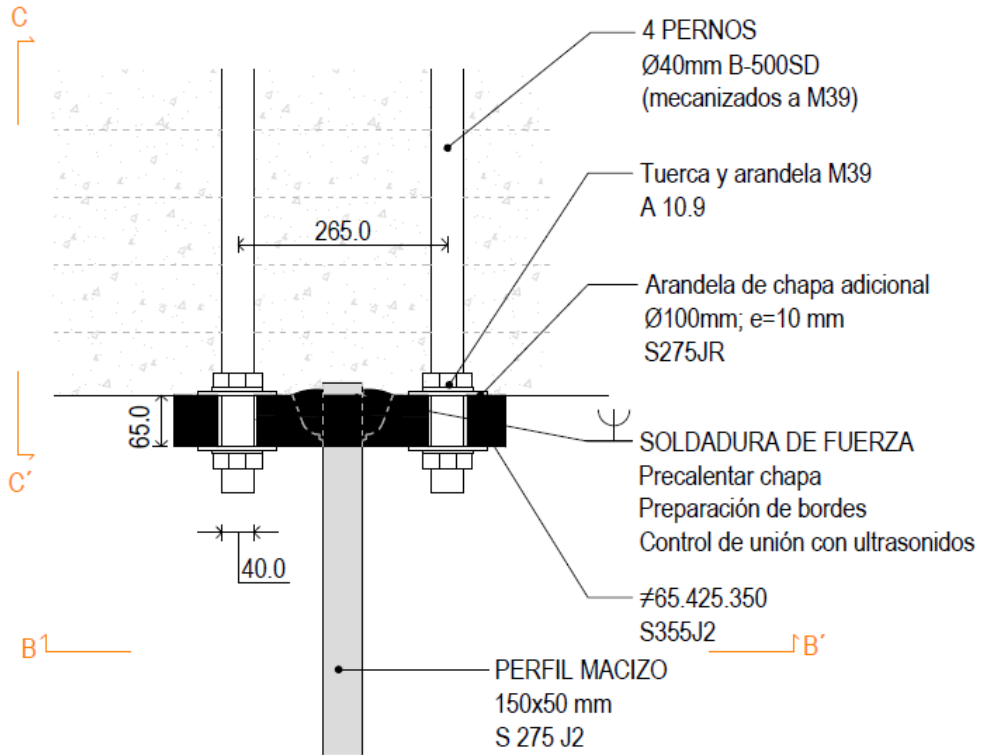
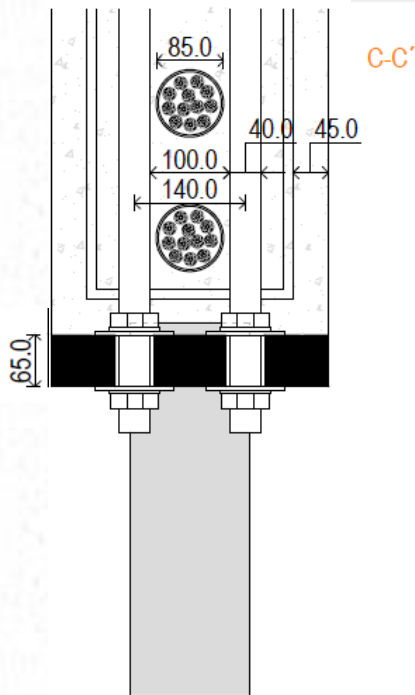


PLANTA BAJA

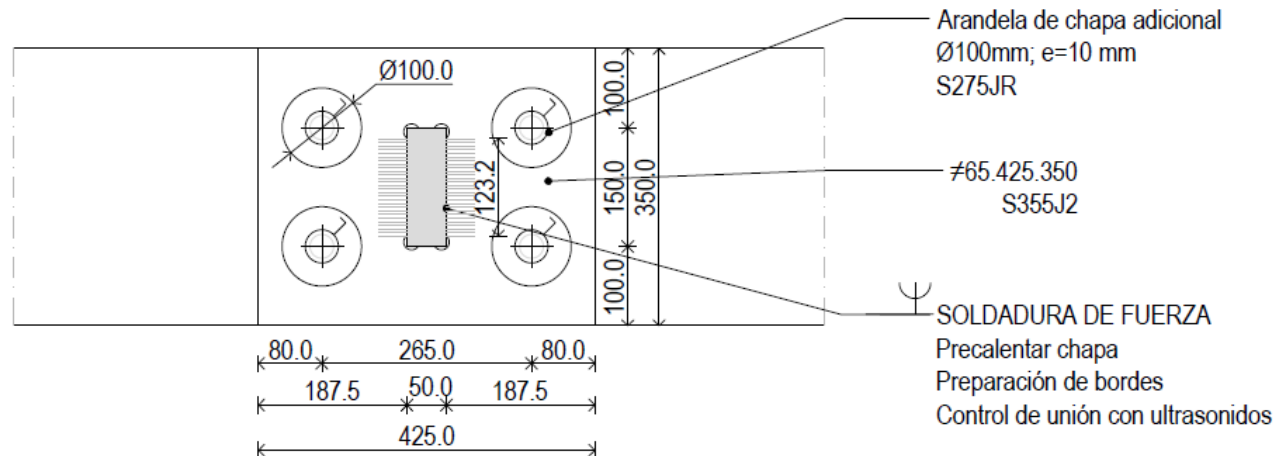


VII. SOLUCIÓN FINAL : DETALLES

PERFIL DE CUELQUE : UNIÓN LAJA



B-B'



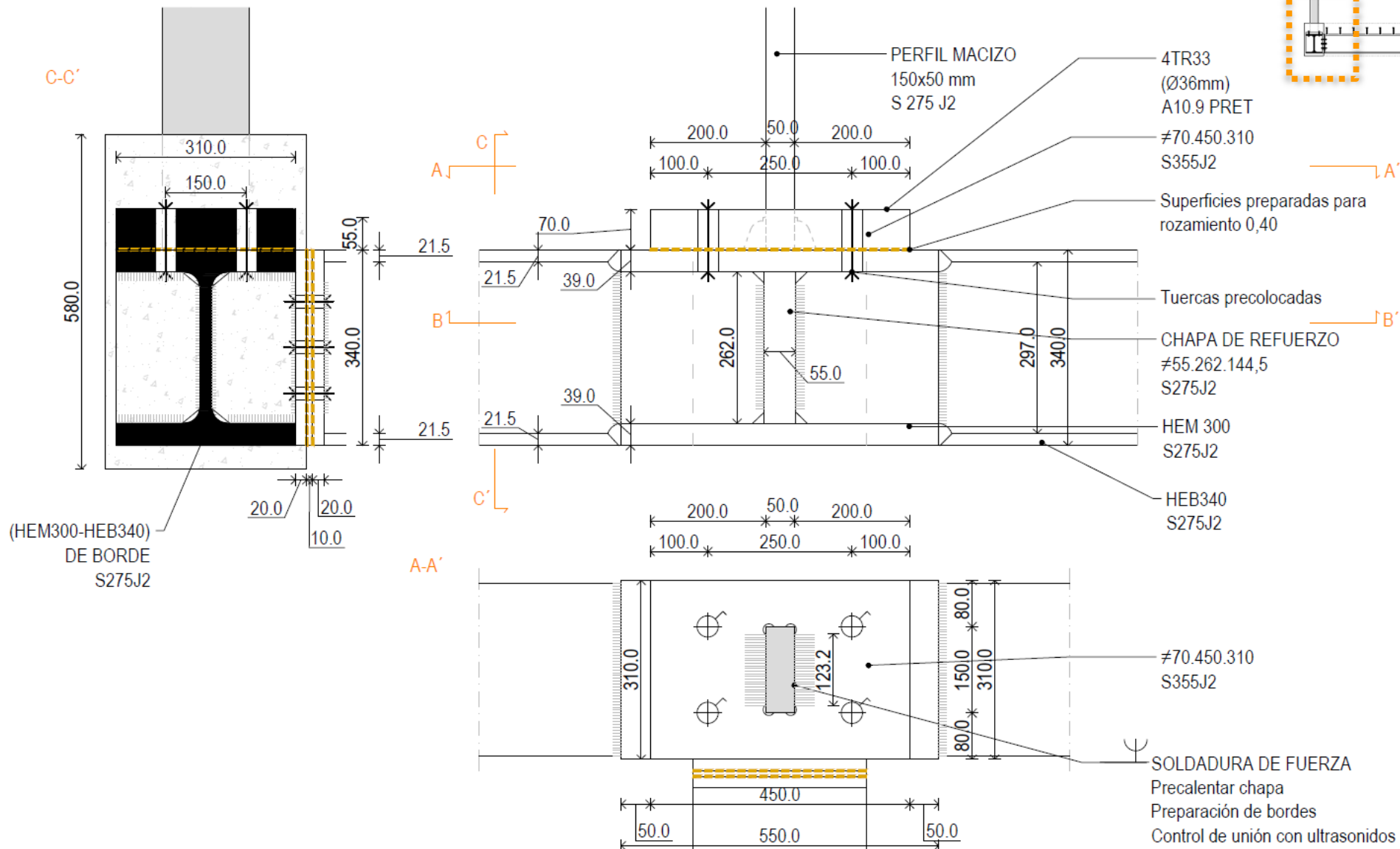
RESISTENCIA PERFIL > UNIÓN

Evitar fallo en cadena

Evitar desgarro laminar por tracción

VII. SOLUCIÓN FINAL : DETALLES

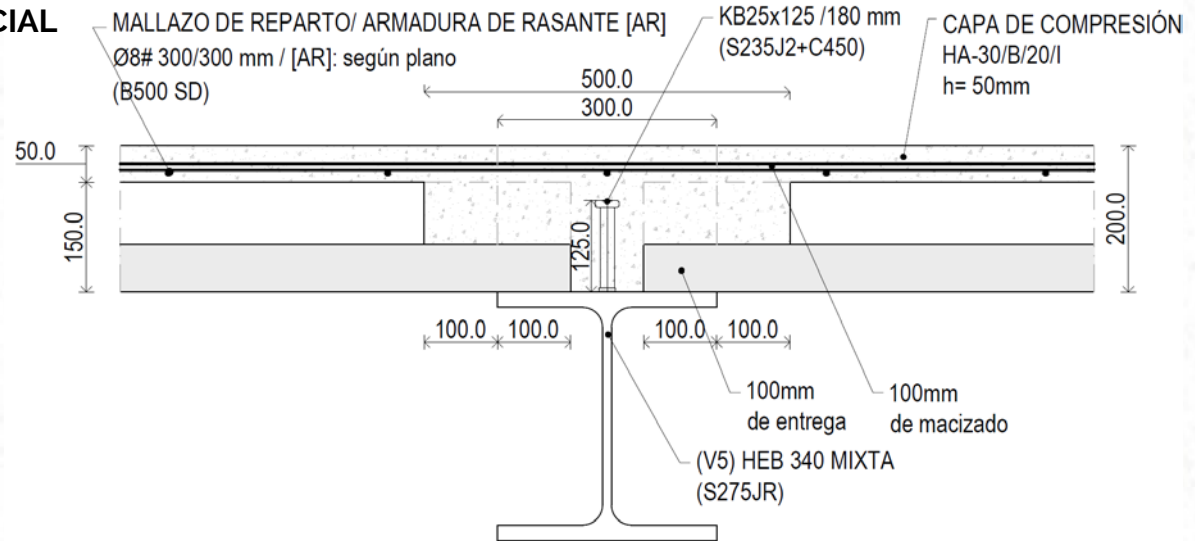
PERFIL DE CUELQUE : UNIÓN (HEB340 /HEM300) DE BORDE



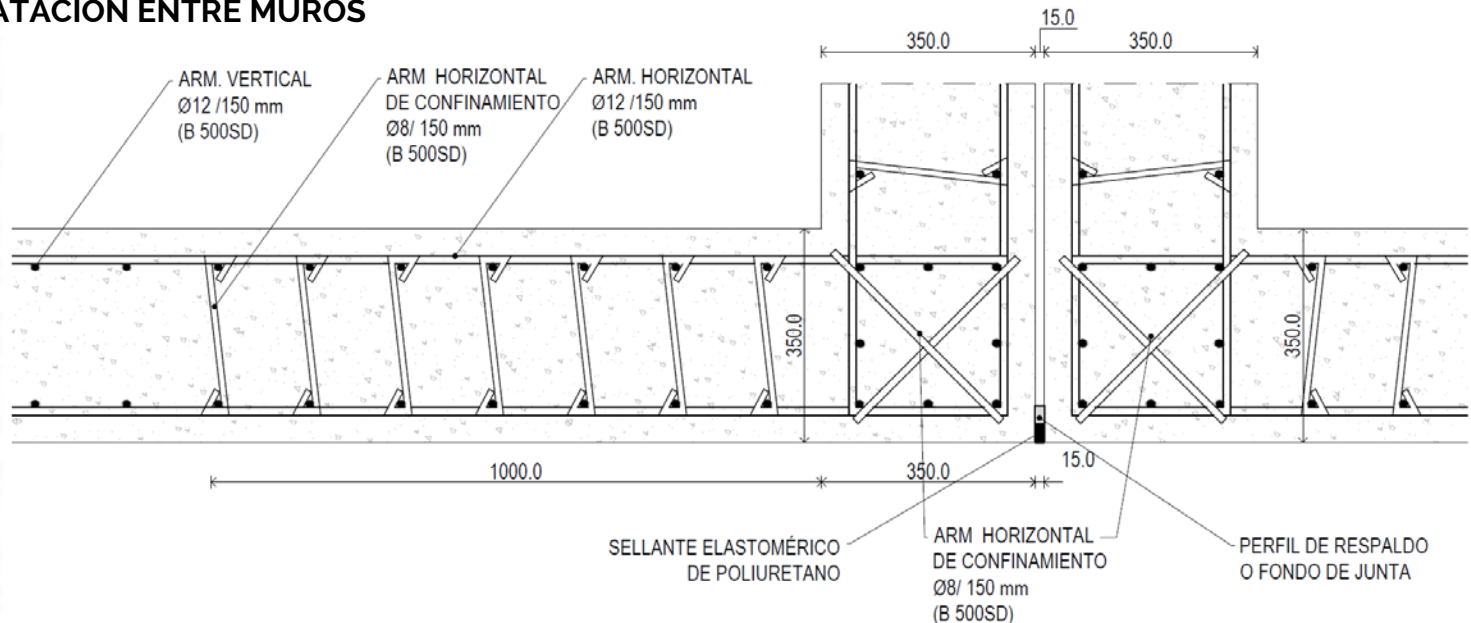
VII. SOLUCIÓN FINAL : DETALLES



SECCIÓN MIXTA CON CONEXIÓN PARCIAL [PRELOSA (15+5)+ PERFIL METÁLICO]



JUNTA DE DILATACIÓN ENTRE MUROS



VII. SOLUCIÓN FINAL : DETALLES

CIMENTACIÓN

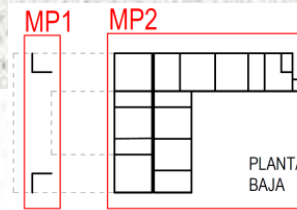
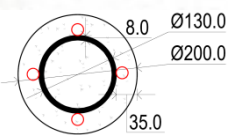
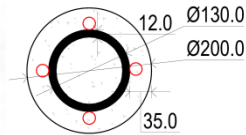


MICROPILOTES INCLINADOS

Profundidad del firme variable

MP1: IRS

MP2: IGU



PLANTA
BAJA

LÁMINA DE AGUA SOBRE
HORMIGÓN IMPERMEABILIZADO

+0,00 m
-0,60 m
-2,60 m

+0,00 m

SOLERA HA-30
h=20 cm

PRELOSA HP-40
h=20+5 cm

ENCEPADO MP 1
Sección transversal
2000 x 2000 mm

VIGA DE ATADO 2 (VAT2)
600 x 600 mm

ENCEPADO MP 2
Sección transversal
1000 x 1000 mm

G1- PEDRAPLEN

MICROPILOTES MP1
 $\varnothing_{ext}=200$ mm
 \varnothing_{ext} tubo acero = 130 mm, e= 12 mm
(GEO 80)

10000-20000
según zona

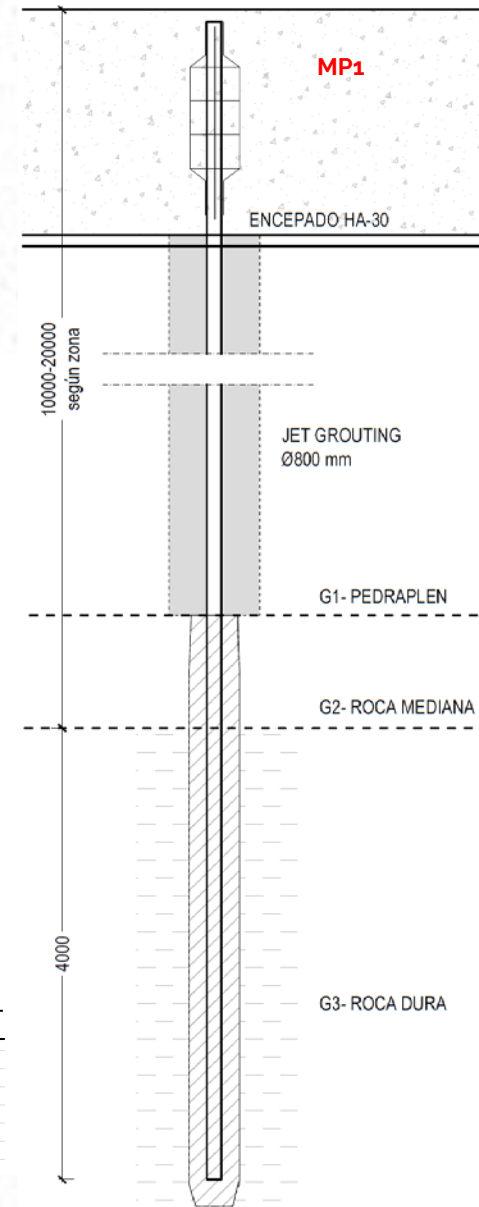
MICROPILOTES MP2
 $\varnothing_{ext}=200$ mm
 \varnothing_{ext} tubo acero = 130 mm, e= 8 mm
(GEO 80)

G2- ROCA MEDIANA

G3- ROCA DURA

4000

2600



Cimentación por micropilotes inclinados para resistir las fuerzas horizontales

NORMATIVA Y BIBLIOGRAFÍA

NORMATIVA APLICADA

EHE-08 "Instrucción de Hormigón Estructural"

Guía de aplicación de la Instrucción de Hormigón Estructural EHE - 08. Edificación.

CTE DB-SE "Seguridad Estructural"

CTE DB -SI "Seguridad en caso de incendio"

CTE DB SE-AE "Seguridad Estructural. Acciones en la edificación"

Eurocódigo 3 "Proyecto de estructuras de acero" (EN 1993)

Eurocódigo 4 "Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón" (EN 1994)

NCSE 02

NORMATIVA DE REFERENCIA

Eurocódigo 0 "Bases de cálculo de estructuras" (EN 1990)

Eurocódigo 1 "Acciones en estructuras" (EN 1991)

Eurocódigo 2 "Proyecto de estructuras de hormigón". (EN 1992)

EAE "Instrucción de Acero Estructural" (EAE)

Eurocódigo 8 "Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes" (EN 1998)

Monografía23 Armaduras activas en la Instrucción EHE. ACHE

BIBLIOGRAFÍA

Curso sobre Diseño y Construcción Sismorresistente de Estructuras, Centro Nacional de Prevención de Desastres (ACI de Japón)

Estrategias Convencionales y Avanzadas de Proyecto Sismorresistente, Dr, Arq. Amadeo Benavent Climent (Conferencia ETSAM)

Patología, Reparación Y Refuerzo De Estructuras De HA De Edificación, A. Del Rio Bueno

Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures, A physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering., Wilson

Razón y Ser de los Tipos Estructurales, Eduardo Torroja Miret

Post-Tensioned_concrete_in_building_constructuion_VSL, Artículo

Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera, Ministerio de Fomento: GDE.

Micropilotes inyectados. Técnica y cálculo , Juan Carlos Hernández del Pozo, Isidro Ocete Ruiz...



**MUCHAS GRACIAS
POR SU ATENCIÓN**

MÁSTER EN ESTRUCTURAS DE LA EDIFICACIÓN



BIBLIOTECA MUNICIPAL

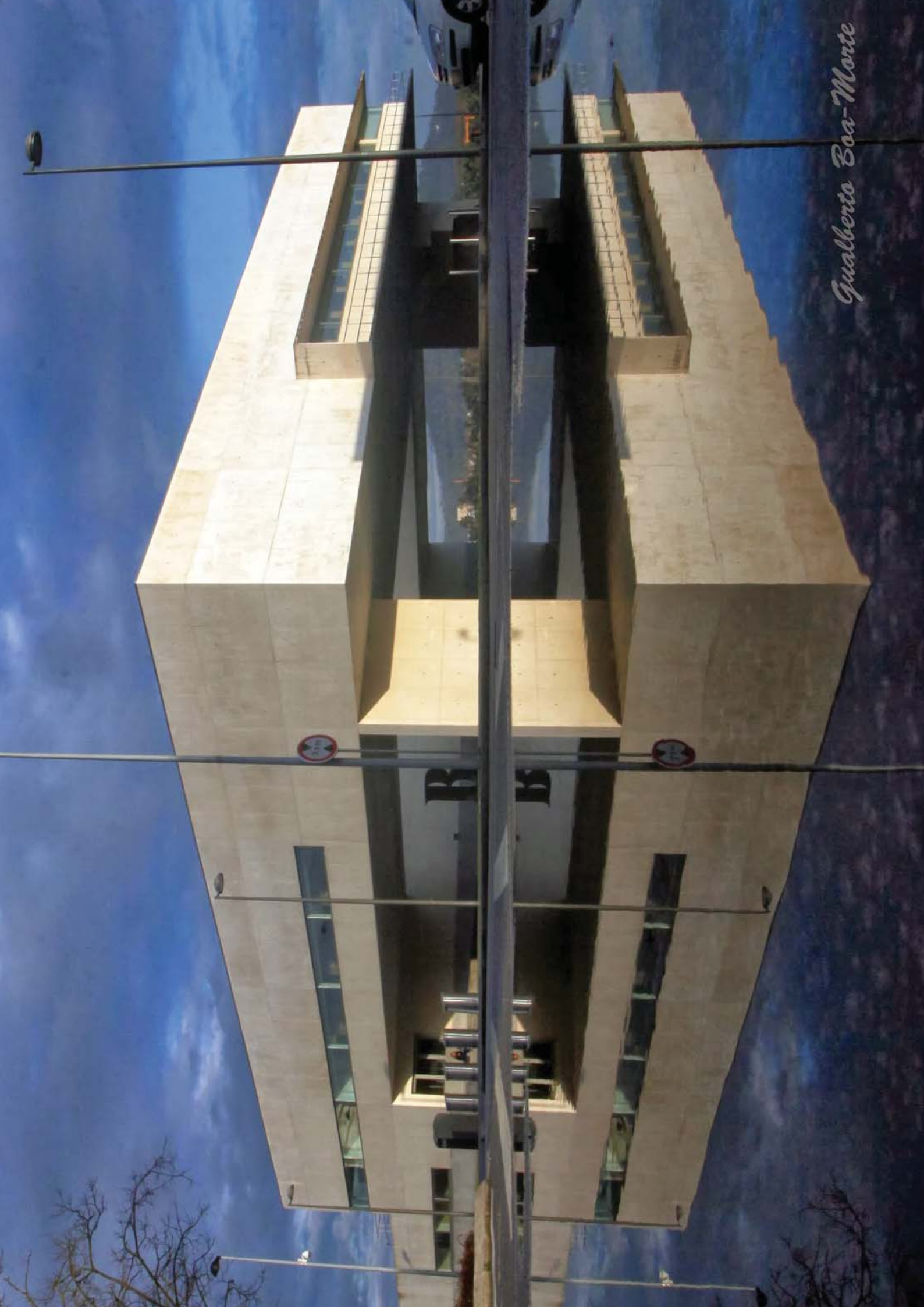
VIANA DO CASTELO (PORTUGAL)

ÁLVARO SIZA VIEIRA

TUTOR: DR. JAIME CERVERA BRAVO

ALUMNO: LAURA NAVAS SÁNCHEZ

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID



Qualberta Boa-Morte

*A Dios,
a mi familia por apoyarme,
a mis amigos por alegrarme
y a mi tutor por motivarme.*

ÍNDICE PROYECTO FIN DE MÁSTER

MEMORIA DESCRIPTIVA

1. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	13
1.1. LOCALIZACIÓN	13
1.2. PROYECTO	14
1.3. PRESTACIONES	15
1.4. ESTRUCTURA REAL	17
1.5. DIMENSIONES Y SUPERFICIES	18
1.5.1. Dimensiones generales	18
1.5.2. Superficies por planta y total	18
2. NORMATIVA OBSERVADA	19
2.1. NORMATIVA DE APLICACIÓN Y DE REFERENCIA	19
3. COMBINACIONES Y COEFICIENTES	20
3.1. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (RESISTENCIA, ESTABILIDAD) : ELU	20
3.2. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (DEFORMACIONES, VIBRACIONES) : ELS	20
3.3. COEFICIENTES	20
4. ACCIONES	21
4.1. ACCIONES PERMANENTES, VARIABLES Y ACCIDENTALES	21
4.2. COMPARATIVA VIENTO- SISMO	25
5. ESTRATEGIA ESTRUCTURAL	26
5.1. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA	26
5.2. SECCIONES CONSTRUCTIVAS	26
6. MATERIALES	28
6.1. TIPO DE CEMENTO Y DESIGNACIÓN	28
6.2. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD	29
6.2.1. Características mecánicas de los materiales	29
6.2.2. Coeficientes de seguridad de los materiales	31
7. RESISTENCIA AL FUEGO	32
7.1. ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES	32
7.2. RESISTENCIA AL FUEGO DE LAS PAREDES, TECHOS Y PUERTAS QUE DELIMITAN SECTORES DE INCENDIO.	33
7.3. CONDICIONES PARA ALCANZAR LA RESISTENCIA NECESARIA	34

8. PREDIMENSIONADO	35
8.1. CONDICIONES GENERALES	35
8.1.1. Elementos	35
8.2. ZONA ADMINISTRATIVA	37
8.2.1. Planta cubierta	37
8.2.2. Planta baja	38
8.3. Zona PÚBLICA	39
8.3.1. Planta cubierta	39
8.3.2. Planta primera	39
8.3.3. Planta baja	40

MEMORIA JUSTIFICATIVA Y DE CÁLCULO

9. SITUACIÓN ACCIDENTAL: SISMO	45
9.1. CONSIDERACIONES GENERALES	45
9.1.1. Normativa aplicada: NCse-02	45
9.1.2. Criterios de diseño	45
9.2. MODELADO Y ANÁLISIS GLOBAL DE LA ESTRUCTURA	53
9.2.1. Modelado en el programa informático	53
9.2.2. Análisis mediante introducción directa del espectro	57
9.2.3. Análisis de resultados	68
9.2.4. Modelo local: torsión en la laja	70
9.3. PARÁMETROS RELEVANTES DEL MODELO FINAL	76
9.3.1. Cualidades dinámicas de la estructura	76
9.3.2. Respuesta sísmica al espectro elástico	81
9.4. COMPROBACIÓN DE LA APTITUD AL SERVICIO DE LA ESTRUCTURA	88
9.5. COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE GLOBAL POR ELEMENTOS	89
9.5.1. Lajas	89
9.5.2. Muros en L	94
9.5.3. Armado muros de gran longitud a tracción.	102
9.5.4. Dinteles dúctiles y vigas de hormigón armado pantallas	104
9.5.5. Criterios generales de armado	105
9.6. ANÁLISIS COMPARATIVO CON OTROS MODELOS	106
9.7. ZONA ADMINISTRATIVA	107
9.7.1. Modelado sísmico.	107
9.7.2. Armado muros	109
9.7.3. Comprobación local muro	110
9.8. JUNTA DE DILATACIÓN	113
9.9. OTRAS SOLUCIONES	114

10. COMPROBACIÓN DE LA APTITUD AL SERVICIO GLOBAL	115
10.1. DESPLOME	115
11. CÁLCULO DE LA PRELOSA	116
11.1. CONSIDERACIONES GENERALES	116
11.1.1. Prelosa 15+5	117
11.1.2. Detalles	120
11.1.3. Prelosa 20+5 : Ambiente marino	123
11.1.4. Detalles	126
11.2. COMPARATIVA PRELOSA A CONTINUA E ISOSTÁTICA	127
11.2.1. Cálculo de las solicitaciones	127
11.2.2. Fase de montaje	128
11.2.3. Comprobación de la aptitud al servicio	128
11.2.4. Comprobación de la capacidad portante	131
11.2.5. Armado final	132
11.2.6. Fase de montaje	133
11.2.7. Comprobación de la aptitud al servicio	133
11.2.8. Comprobación de la capacidad portante	135
11.2.9. Armado final	135
11.3. PRELOSAS B, C, D, E, F,G y H ISOSTÁTICAS (PLANTAS CUBIERTA Y PRIMERA)	136
11.4. PRELOSAS I, J y K ISOSTÁTICAS (FORJADOS SANITARIOS)	138
12. CÁLCULO DE LA SECCIÓN MIXTA CON CONEXIÓN PARCIAL	140
12.1. CONSIDERACIONES GENERALES	140
12.1.1. Geometría del elemento	140
12.1.2. Propiedades de los materiales	141
12.1.3. Resistencia de los conectores	141
12.1.4. Conexión parcial	142
12.1.5. Uniones	143
12.2. SECCIÓN MIXTA PLANTA CUBIERTA (V1) y (V2) HEB 500	150
12.2.1. Solicitaciones y propiedades de la sección	150
12.2.2. Comprobación de la aptitud al servicio	152
12.2.3. Comprobación de la capacidad portante	153
12.2.4. Cálculo de la conexión	154
12.2.5. Uniones	162

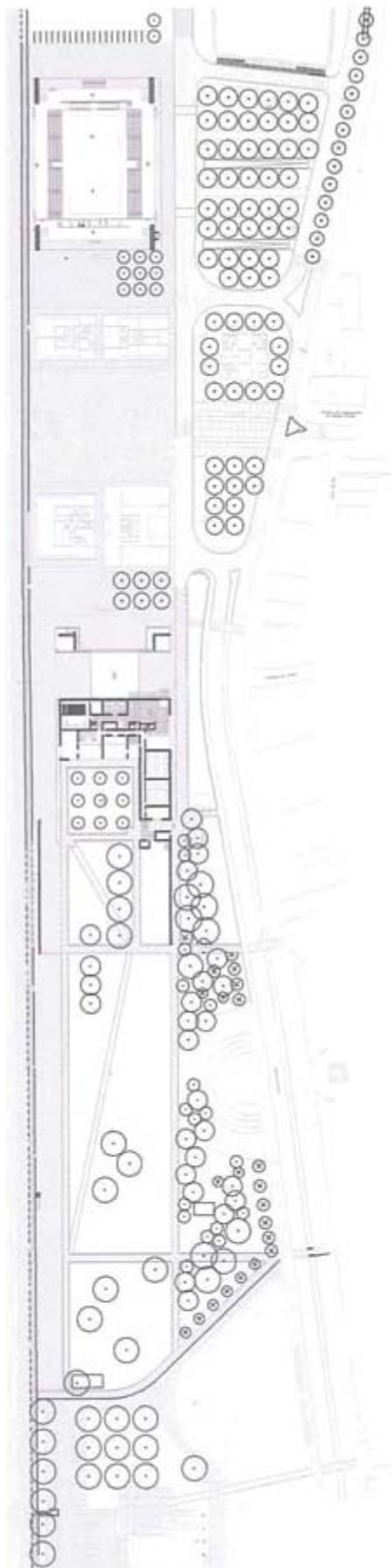
12.3. SECCIÓN MIXTA PLANTA PRIMERA (V3) HEB 550	169
12.3.1. Solicitaciones y propiedades de la sección	169
12.3.2. Comprobación de la aptitud al servicio	170
12.3.3. Comprobación de la capacidad portante	171
12.3.4. Cálculo de la conexión	171
12.3.5. Uniones	174
12.4. SECCIÓN MIXTA PLANTA PRIMERA (V5) HEB 340	180
12.4.1. Solicitaciones y propiedades de la sección	180
12.4.2. Comprobación de la aptitud al servicio	181
12.4.3. Comprobación de la capacidad portante	182
12.4.4. Cálculo de la conexión	182
12.4.5. Uniones	185
13. POSTESADO	189
13.1. CONSIDERACIONES GENERALES	189
13.1.1. Tecnología del postesado	189
13.1.2. Modelado de la estructura	189
13.1.3. MEF- modelo de barras	194
13.1.4. Cálculo de las solicitaciones	195
13.1.5. Consideraciones generales a ELS	199
13.1.6. Consideraciones generales a ELU	201
13.1.7. Materiales	203
13.1.8. Elección del tipo de cordón : adherente	204
13.1.9. Estimación general de las pérdidas	207
13.1.10. Análisis de los esfuerzos hiperestáticos	209
13.1.11. Trazado de tendones	211
13.2. SOLUCIÓN FINAL	212
13.2.1. GEOMETRÍA	212
13.2.2. Comprobación global a fisuración	213
13.2.3. Comprobación global a cortante por compresión oblicua del alma	214
13.2.4. Ejecución	216
13.2.5. Armado de la sección	216
13.3. LAJA POSTESADA A	221
13.3.1. Geometría del elemento	221
13.3.2. Comprobación de la aptitud al servicio	223
13.3.3. Comprobación de la capacidad portante	234

13.4. LAJAS POSTESADAS B	238
13.4.1. Geometría del elemento	238
13.4.2. Comprobación de la aptitud al servicio	240
13.4.3. Comprobación de la capacidad portante	251
13.5. LAJA POSTESADA C	255
13.5.1. Geometría del elemento	255
13.5.2. Comprobación de la aptitud al servicio	257
13.5.3. Comprobación de la capacidad portante	260
13.6. LAJAS POSTESADAS D y E	265
13.6.1. Geometría del elemento	265
13.6.2. Comprobación de la aptitud al servicio	266
13.6.3. Comprobación de la capacidad portante	272
13.7. PANTALLAS POSTESADAS F	277
14. CÁLCULO DEL PERFIL DE CUELQUE	278
14.1. CONSIDERACIONES GENERALES	278
14.1.1. Comprobación de la capacidad portante	279
14.1.2. Uniones	280
15. CÁLCULO DEL MURO EN L DE HA + PERFIL DE ACERO	306
15.1. CONSIDERACIONES GENERALES	306
15.2. PERFIL DE ACERO	307
15.2.1. Comprobación de la capacidad portante	307
15.2.2. Cálculo del anclaje mediante pernos conectores	308
15.3. MURO DE HORMIGÓN	309
15.3.1. Comprobación de la capacidad portante	309
16. OTROS ELEMENTOS	311
16.1. VUELOS	311
16.1.1. Comprobación de la aptitud al servicio	311
16.1.2. Comprobación de la capacidad portante	313
16.2. CÁLCULO FORJADO SANITARIO	315
16.2.1. Comprobación de la aptitud al servicio	315
16.2.2. Comprobación de la capacidad portante	315
16.3. PERFILES METÁLICOS (PLANTA PRIMERA- Borde escalera)	318
16.3.1. Solicitaciones	318
16.3.2. Comprobación de la aptitud al servicio	318
16.3.3. Comprobación de la capacidad portante	319
16.3.4. Uniones	319
16.4. UNIONES HEB 340 DE BORDE	320

16.5. PERFILES METÁLICOS (PLANTA CUBIERTA- Borde huecos)	332
16.5.1. Solicitaciones	332
16.5.2. Comprobación de la aptitud al servicio	332
16.5.3. Comprobación de la capacidad portante	333
16.5.4. Uniones	334
16.6. PERFILES METÁLICOS (PLANTA PRIMERA- Luz = 9,2 m)	339
16.6.1. Solicitaciones	339
16.6.2. Comprobación de la aptitud al servicio	339
16.6.3. Comprobación de la capacidad portante	340
16.6.4. UNIONES HEB 550 -HEB 550	341
16.7. ESCALERA	346
16.7.1. Comprobación de la aptitud al servicio	346
16.7.2. Comprobación de la capacidad portante	346
16.8. PERFILES A COMPRESIÓN VENTANAS	348
16.8.1. Uniones	349
17. CIMENTACIÓN	351
17.1. PLANIFICACIÓN DE LA CAMPAÑA DE RECONOCIMIENTO DEL TERRENO	351
17.1.1. Información previa	351
17.1.2. Reconocimiento del terreno	351
17.1.3. Zonas geotécnicas	356
17.2. CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN	357
17.2.1. Micropilotes en muros lineales	376
17.2.2. Jet grouting	381
17.2.3. Elementos de atado	381
18. COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS ELEMENTOS (CTE -SI)	383
18.1. CONSIDERACIONES GENERALES	357
18.1.1. Elementos de hormigón	383
18.1.2. Elementos de acero	384
19. ÍNDICE DE PLANOS.	386
20. ANEXOS	387
I. FICHAS JUSTIFICATIVAS DE LAS UNIONES (HILTI PROFIS)	387
II. CATÁLOGOS	388

1. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

1.1. LOCALIZACIÓN



Viana Do Castelo es una ciudad portuguesa situada frente al océano Atlántico.

En la orilla del río Lima de esta localidad se encuentra la Biblioteca Pública, proyectada por el arquitecto Álvaro Siza Vieira. Se trata de una obra de gran importancia a escala urbana.

El edificio se empezó a construir en Enero de 2004 y fue inaugurado el 20 de Enero de 2008, como parte de las celebraciones de los 750 años de la concesión de la Carta de Viana. Su construcción costó alrededor de 4,5 millones de dólares y obligó al traslado de más de 90.000 volúmenes de la "limitada" biblioteca antigua.

La Cámara Municipal de Viana Do Castelo pretendía construir una biblioteca en la franja de terreno situada entre el río Lima y la Avenida Marginal. El edificio construido se integra en la zona Marginal de Viana, remodelada por Fernando Távora, quien proyectó además la disposición de los espacios exteriores.

Plano de situación

Borde del río Lima, Viana DO Castelo

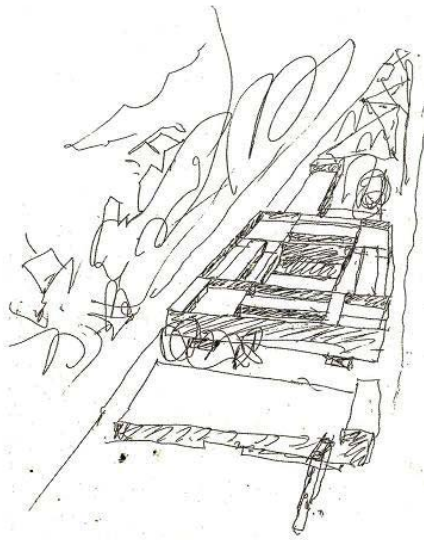


Vista de las cubiertas del edificio



Vista desde la cubierta transitable del edificio

1.2. PROYECTO



Situada en el extremo del solar, la biblioteca está constituida por un volumen elevado de 44 x 44 m, incluyendo un vacío central de 20 x 20 metros, volumen que se prolonga en la planta baja hacia el este, por una planta que define formalmente una "L", y, por muretes que encuadran el jardín.

El acceso al atrio de la biblioteca se realiza a través del espacio definido por el volumen elevado y el jardín central, estando la planta baja elevada 60 cm con respecto al exterior. La diferencia de cota está salvada por una rampa de cuatro grados, para cumplir la normativa de accesibilidad, y por 4 escalones. El acceso de los funcionarios se realiza tanto por el atrio público como por una pequeña zona cubierta en el extremo este de la pieza en forma de L.

La iluminación se realiza tanto a través de las ventanas horizontales que dirigen la vista hacia el paisaje, como por iluminación cenital, mediante quiebros en el forjado.



Imagen interior , sala principal sin mobiliario

Cabe destacar en este edificio, por tanto :

- La ortogonalidad en planta y alzado, fuertemente marcada por muros de hormigón blanco visto,
- La horizontalidad acorde con los edificios colindantes que conforman el borde del río,
- El predominio de extensas aperturas horizontales, complementadas por linternas
- El diálogo jardín/ construcción, que ha jugado un papel clave en la definición volumétrica del edificio.



Imagen del edificio desde el exterior

1.3. PRESTACIONES

La nueva Biblioteca de Viana Do Castelo, tiene una superficie total de 3.130 metros cuadrados, divididos en dos plantas. El volumen de la biblioteca es de unos 1.850 metros cuadrados, con un vacío central en la planta baja, permitiendo vistas del río Lima mediante la elevación de la primera planta, que está al sur de la estructura. Incluye una sala de trabajo, sección multimedia, de vídeo y las áreas de audio, lectura de varios, un área para el Centro de Información y Documentación Europea, y otro para la auto-formación de adultos y el aprendizaje a distancia.



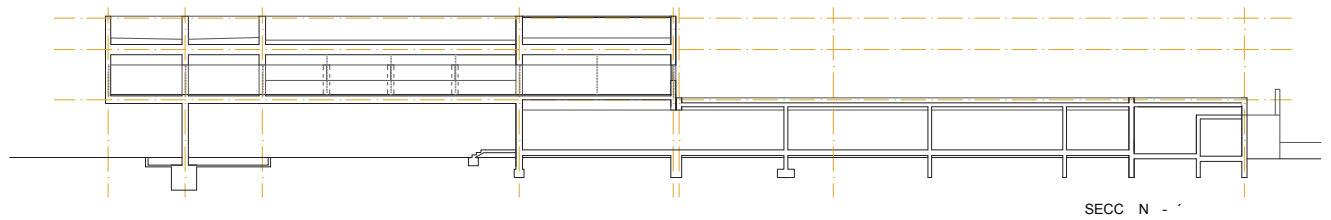
Imagen interior, sala infantil

En la planta baja se sitúan las oficinas técnicas, de trabajo y consulta a un especialista, los depósitos de combustible y el servicio. En la planta superior de la infraestructura están las tres salas principales de lectura. Los jóvenes también tienen su propio espacio, constituido por el resto del área de lectura, con una habitación de cuentos, áreas de talleres de expresión y la lectura misma.

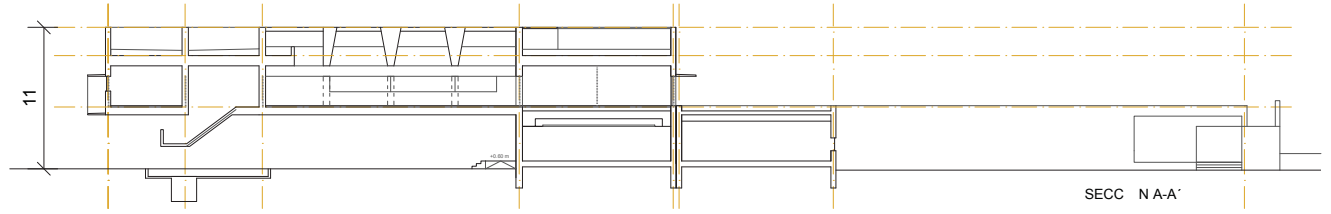
La biblioteca alberga alrededor de cien mil libros y documentos del municipio de Viana Do Castelo, y se divide en tres fondos: el libro de consulta libre, las colecciones de publicaciones periódicas, y de acceso más limitado, la sección de adultos.



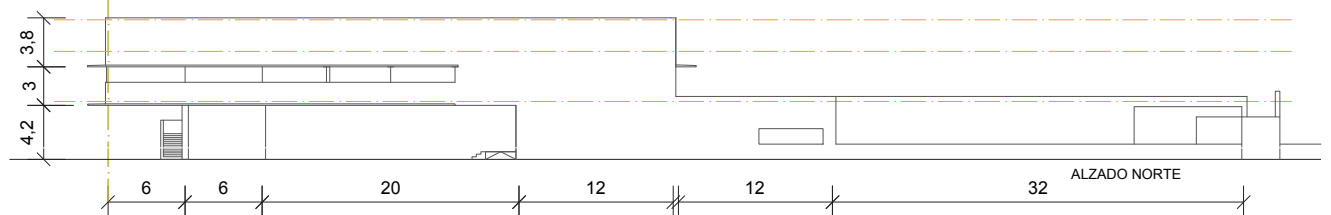
Imagen interior, sala principal



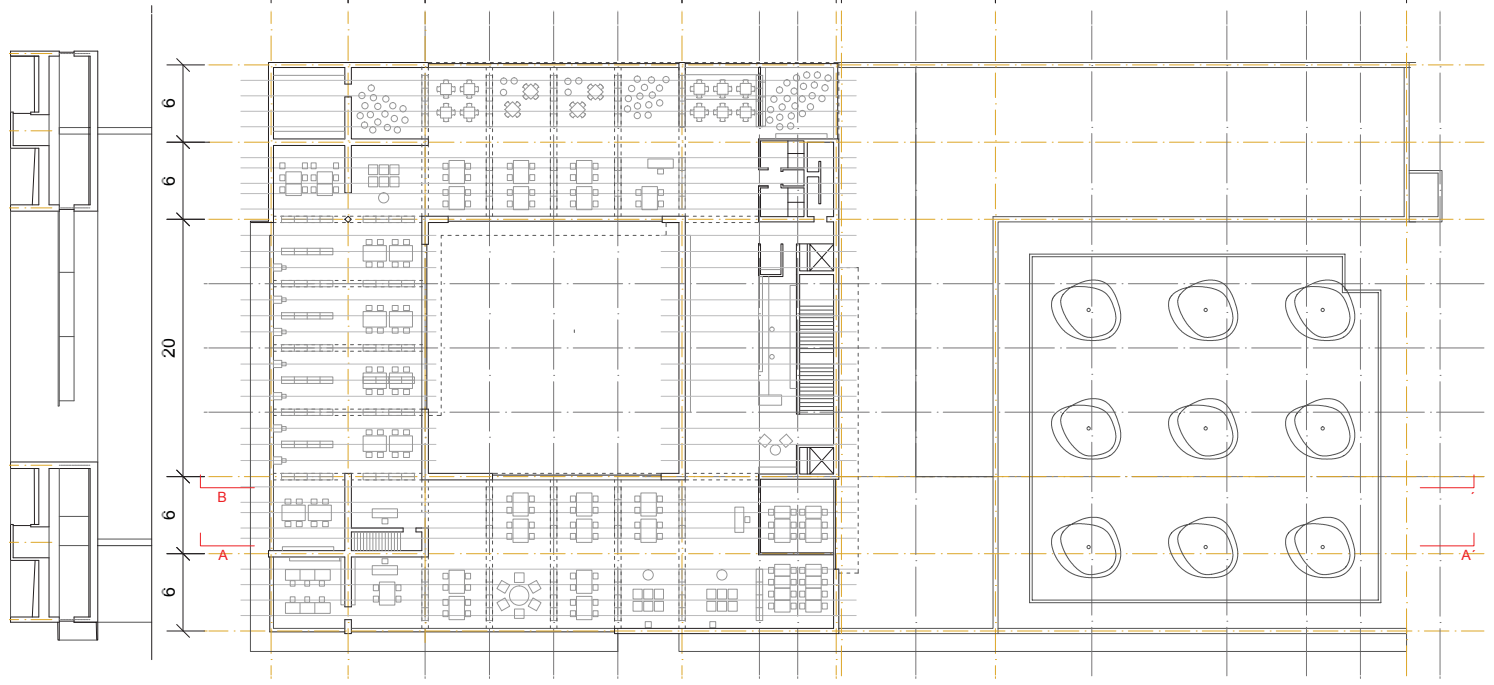
SECC N - '



SECC N-A-A'

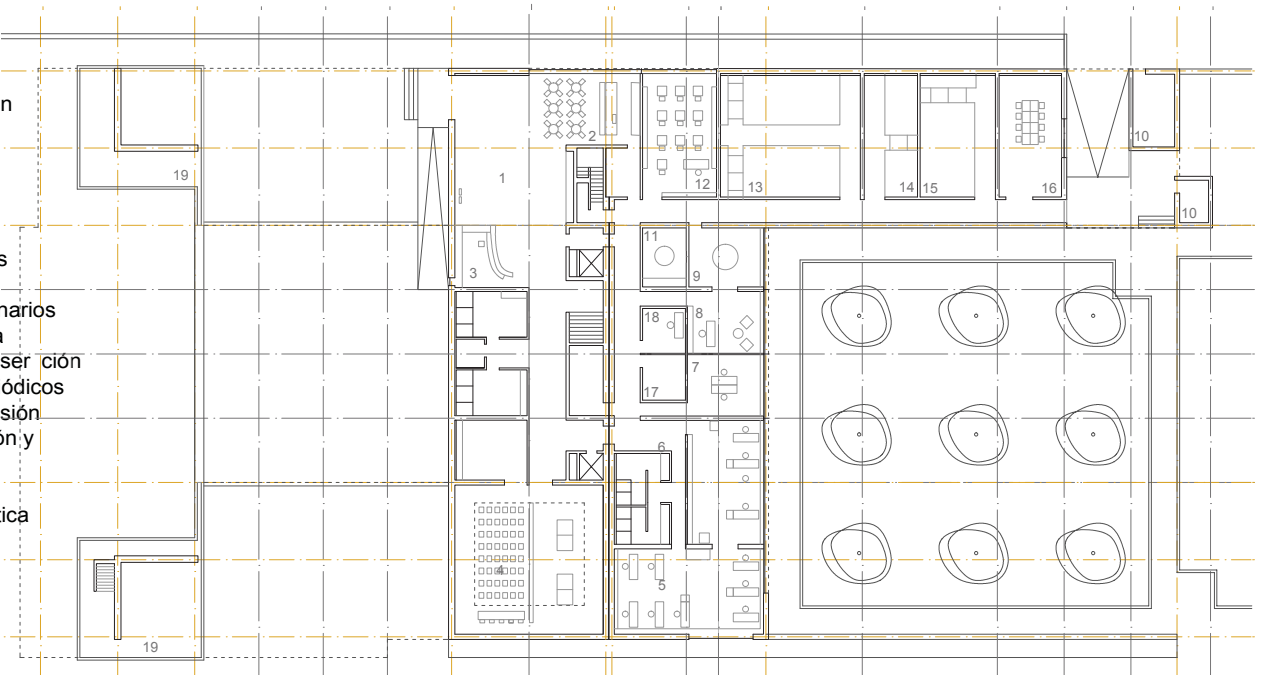


ALZADO NORTE



PLANTA PRIMERA

- 1.Foyer
- 2.Bar
3. sala de recepción
- 4.Sala polivalente
- 5.Oficina 1
- 6.Oficina 2
- 7.Oficina 3
- 8.Oficina 4
- 9.Sala de reuniones
- 10.Instalaciones
- 11.Comedor funcionarios
- 12.Sala de consulta
- 13 Depósito de conservación
- 14 Depósito de periódicos
- 15 Depósito de difusión
- 16 Sala de recepción y mantenimiento
- 17 Almacén
- 18 Sala de informática
- 19 Almacén de agua



PLANTA BAJA



1.4. ESTRUCTURA REAL

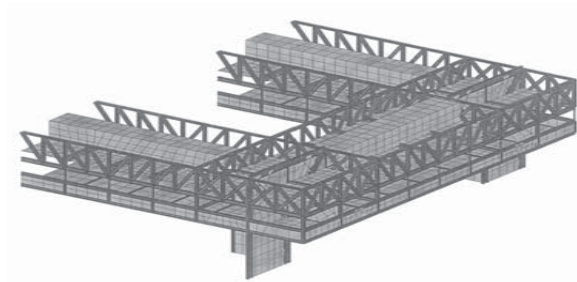
El edificio de la Biblioteca Municipal de Viana Do Castelo fue construido con una estructura de acero recubierta de hormigón blanco..

Consta de dos plantas divididas estructuralmente en dos zonas distintas. Una (zona 1), apoyada de modo continuo al nivel de la planta baja, en la cimentación, y otra (zona 2), que se apoya en aquella y en dos pilares en forma de L, liberando el espacio bajo ella, tal y como se pretendía en el proyecto básico.

En cuanto a los cimientos, el tipo de suelo existente se caracteriza por rellenos heterogéneos, con bloques de piedra mezclados, sobre rocas con profundidades variables entre los 10,0 metros al norte y los 20,0 metros al sur. Por esta razón se optó por una solución de cimentación indirecta constituida por columnas de Jet-Grout, envolviendo Micro-pilotes (tipo IV) sellados en la roca.

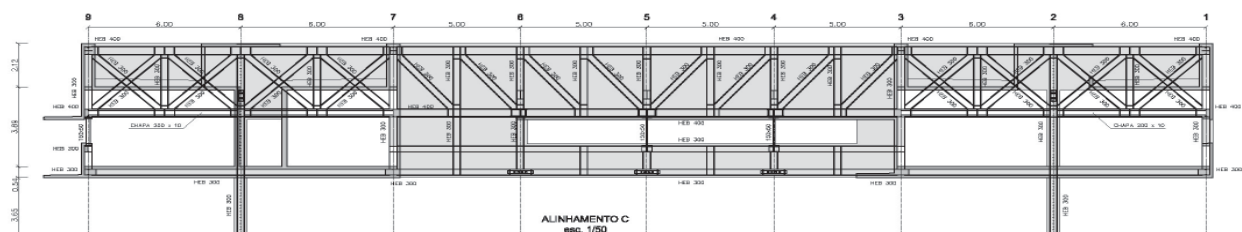
La zona del edificio que apoya en el suelo, formada por losas y muros en malla ortogonal, se apoyó en estas columnas de forma continua a lo largo de los muros. Los pilares en L de la zona elevada se apoyan en un macizo de hormigón armado, amarrado en grupos de columnas de Jet y Micros. Podemos considerar dos situaciones diferentes:

- En la zona 1: Losas macizas o mixtas apoyadas en muros de carga de hormigón armado.
- En la zona 2: La estructura de esta zona atendiendo a los vanos existentes y al acabado en hormigón visto, se constituye por un esqueleto de acero estructural revestido con hormigón armado.



El esquema estructural adoptado consistió en una parrilla de vigas en celosía al nivel de la cobertura, apoyadas en la zona 1 del edificio, y en dos cruces metálicas, que debajo del piso 1 se transforman en dos L's, que por razones arquitectónicas tienen una de las extremidades colocadas en el sentido menos conveniente, originando tracciones en el lado exterior de esa extremidad.

Modelo original de la zona de mayor interés estructural



Sección por la zona volada de la estructura



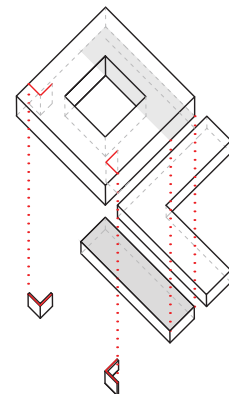
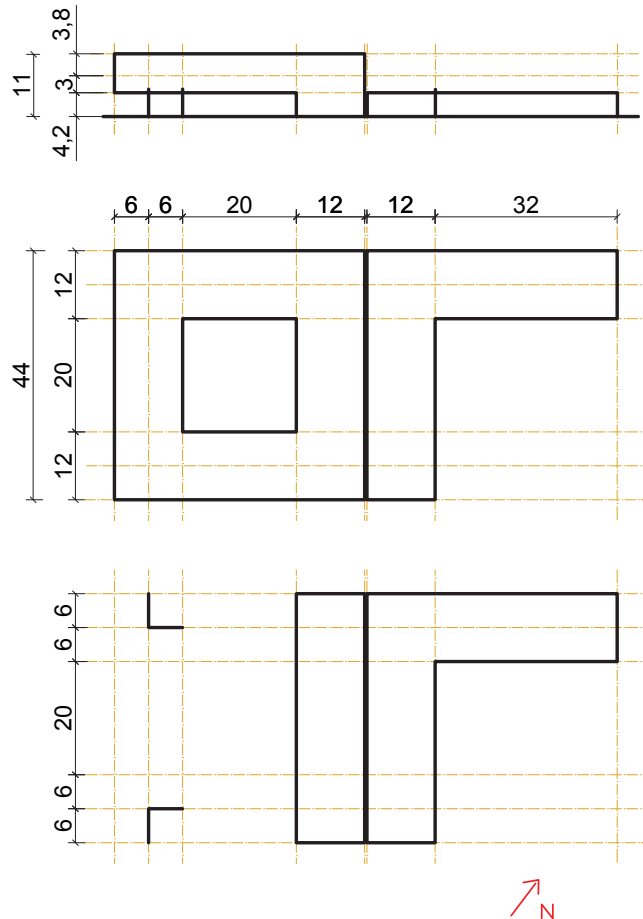
Fotografía tomada durante la construcción del edificio

1.5. DIMENSIONES Y SUPERFICIES

1.5.1. Dimensiones generales

La biblioteca está constituida por un volumen elevado de 44x44 metros, con un vacío central de 20x20m que se prolonga en planta baja hacia el Este, y se complementa con un volumen de una sola planta en forma de L y con un conjunto de muretes que delimitan los jardines del margen del río.

El acceso público al vestíbulo de la biblioteca se realiza a través del espacio definido por el volumen elevado y por la apertura central, quedando la planta baja elevada 60 cm con respecto a la cota del terreno.



1.5.2. SUPERFICIES POR PLANTA Y TOTAL

ZONA BIBLIOTECA

PLANTA BAJA : 530 m²

PLANTA PRIMERA: 1540 m²

PLANTA CUBIERTA : 1540 m²

ZONA ADMINISTRATIVA

PLANTA BAJA : 910 m²

PLANTA PRIMERA: 910 m²

SUPERFICIE TOTAL : 5430 m²

2. NORMATIVA OBSERVADA

2.1. NORMATIVA DE APLICACIÓN Y DE REFERENCIA

La normativa utilizada y de referencia es la siguiente:

- **NORMATIVA DE APLICACIÓN UTILIZADA EN EL PROYECTO**
 - EHE-08 "Instrucción de Hormigón Estructural"
 - **Guía de aplicación** de la Instrucción de Hormigón Estructural EHE - 08. Edificación.
 - CTE DB-SE "Seguridad Estructural"
 - CTE DB -SI "Seguridad en caso de incendio"
 - CTE DB SE-AE "Seguridad Estructural. Acciones en la edificación"
 - Eurocódigo 3 "Proyecto de estructuras de acero" (EN 1993)
 - Eurocódigo 4 "Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón" (EN 1994)
 - NCSE 02
- **NORMATIVA DE REFERENCIA**
 - Eurocódigo 0 "Bases de cálculo de estructuras" (EN 1990)
 - Eurocódigo 1 "Acciones en estructuras" (EN 1991)
 - Eurocódigo 2 "Proyecto de estructuras de hormigón". (EN 1992)
 - EAE "Instrucción de Acero Estructural" (EAE)
 - Eurocódigo 8 "Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes" (EN 1998)
 - Monografía23 Armaduras activas en la Instrucción EHE. ACHE

3. COMBINACIONES Y COEFICIENTES

Las combinaciones definidas en el artículo 4 del CTE-SE son las siguientes.

3.1. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (RESISTENCIA, ESTABILIDAD) : ELU

- Situaciones permanentes o transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Situaciones extraordinarias (accidentales):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + A_k + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Situación sísmica:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_k + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

3.2. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (DEFORMACIONES, VIBRACIONES) : ELS

- Combinación característica (acciones con efectos de corta duración irreversibles):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Combinación frecuente (acciones con efectos de corta duración reversibles):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Combinación casi permanente (acciones con efectos de larga duración):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

3.3. COEFICIENTES

Los coeficientes parciales de seguridad para ELU y ELS, definidos en el CTE son los siguientes:

ACCIONES [EHE-08]	EFECTO:	ELU		ELS	
		Desfavorable	Favorable	Desfavorable	Favorable
A. permanentes (G_k) - γ_{G1}		1.35	0.80	1.00	1.00
Acciones variables (Q_k) - γ_Q		1.50	0.00	1.00	0.00
Acción del pretensado (P_k) - γ_P		1.00	1.00	1,05 - 1,10	0,95 - 0,90

Y los coeficientes de simultaneidad:

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
SOBRECARGA DE USO (según DB-SE-AE)			
A - Zonas residenciales	0.70	0.50	0.30
B - Zonas administrativas	0.70	0.50	0.30
C - Zonas destinadas al público	0.70	0.70	0.60
D - Zonas comerciales	0.70	0.70	0.60
E - Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros	0.70	0.70	0.60
F - Cubiertas transitables	*	*	*
G - Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento	0.00	0.00	0.00
NIEVE			
Para altitudes > 1000 m	0.70	0.50	0.20
Para altitudes ≤ 1000 m	0.50	0.20	0.00
VIENTO	0.60	0.50	0.00
TEMPERATURA	0.60	0.50	0.00
ACCIONES VARIABLES DEL TERRENO	0.70	0.70	0.70

* En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

TOTAL POR PLANTA		BIBLIOTECA	
PLANTA CUBIERTA	CUBIERTA	4.1	kN/m ²
	FALSO TECHO	0.2	kN/m ²
		4.3	kN/m²
PLANTA PRIMERA	TABICUERÍA	1.0	kN/m ²
	SOLADO	1.0	kN/m ²
	PLACA H INF	1.0	kN/m ²
		3.0	kN/m²
	TABICUERÍA	1.0	kN/m ²
	SOLADO	1.0	kN/m ²
	FALSO TECHO	0.2	kN/m ²
	INSTALACIONES	0.8	kN/m ²
		3.0	kN/m²
PLANTA BAJA	TABICUERÍA	1.0	kN/m ²
	SOLADO	1.0	kN/m ²
		2.0	kN/m²
TOTAL POR PLANTA		ZONA ADIIINISTRATIVA	
PLANTA CUBIERTA	CUB solado	2.8	kN/m ²
	FALSO TECHO	0.2	kN/m ²
		3.0	kN/m2
PLANTA CUBIERTA	CUB grava	3.3	kN/m ²
	FALSO TECHO	0.2	kN/m ²
		3.5	kN/m2
PLANTA BAJA	TABICUERÍA	1.0	kN/m ²
	SOLADO	1.0	kN/m ²
		2.0	kN/m2

G2 PRETENSADO**EHE -08****G3 ACCIONES DEL TERRENO**

Tipo de construcción	C-1	Otras construcciones de menos de 4 plantas
Grupo de terreno	T-3	Terrenos desfavorables
Profundidad del firme	10 m al Norte y 20 m al Sur	
0 m	ESTRATO	PEDRAPLÉN
10-20m	ESTRATO	ROCA

RELLENO HET. CON BLOQUES DE PIEDRA MEZCLADOS

VARIABLES

Q1	USO	kN/m²		
-----------	------------	-------------------------	--	--

ZONA	kN/m ²	S>100m ²	TOTAL	
			kN/m ²	kN
B	2.0	0.7	2.0	2.0
C1	3.0	0.7	3.0	4.0
C3	5.0	0.7	5.0	4.0
G1	1.0	-	1.0	2.0
Depósitos	19.5	-	19.5	2.0
Instalaciones	1.0	-	1.0	2.0

NO CONCOMIT.

Coef.de reducción de SB de USO

Aplicable a elementos horiz. y verticales

No se utiliza como reserva de resistencia a los elementos de mayor S°

TERRENO : SB USO VERT. USO PÚBLICO	3	kN/m²
---	----------	-------------------------

Q2	VIENTO	$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$	1.085 kN/m²
		$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_s$	-0.62 kN/m²

qb	0.5 kN/m ²	
ce	3.1 -	Zona I; h=12m
cp	0.7 -	Esbeltez 0.5
cs	-0.4 -	

Q3	NIEVE	$q_n = \mu \cdot s_k$	0.2 kN/m²
-----------	--------------	---	-----------------------------

μ	1 -	Cubierta plana
s_k	0.2 kN/m ²	

Q4	AC. TÉRMICAS	J.Dilatación <40m	NO PROCEDE
-----------	---------------------	-----------------------------	-------------------

ACCIDENTALES

A1	SISMO	$a_c = s \cdot p \cdot a_b$	0.18 g	m/s²
-----------	--------------	---	---------------	------------------------

s	1.28 -	C=	1.66
p	1 -	Edif. Importancia normal	
ab	0.14 g m/s ²	Ayamonte	

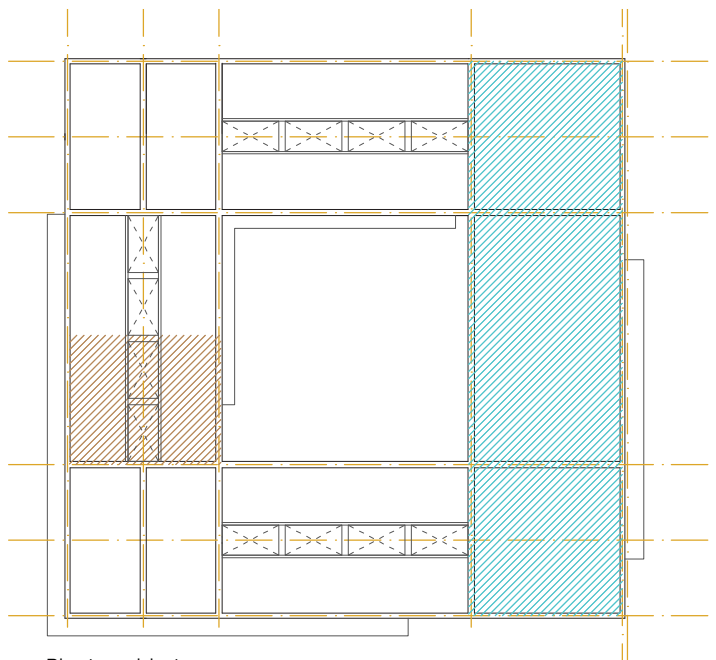
A2	INCENDIO	
-----------	-----------------	--

GENERAL	R90	H evac.>15m
---------	-----	-------------

LOCALES Y ZONAS DE RIESGO ESPECIAL

ALTO	R 180
MEDIO	R 120

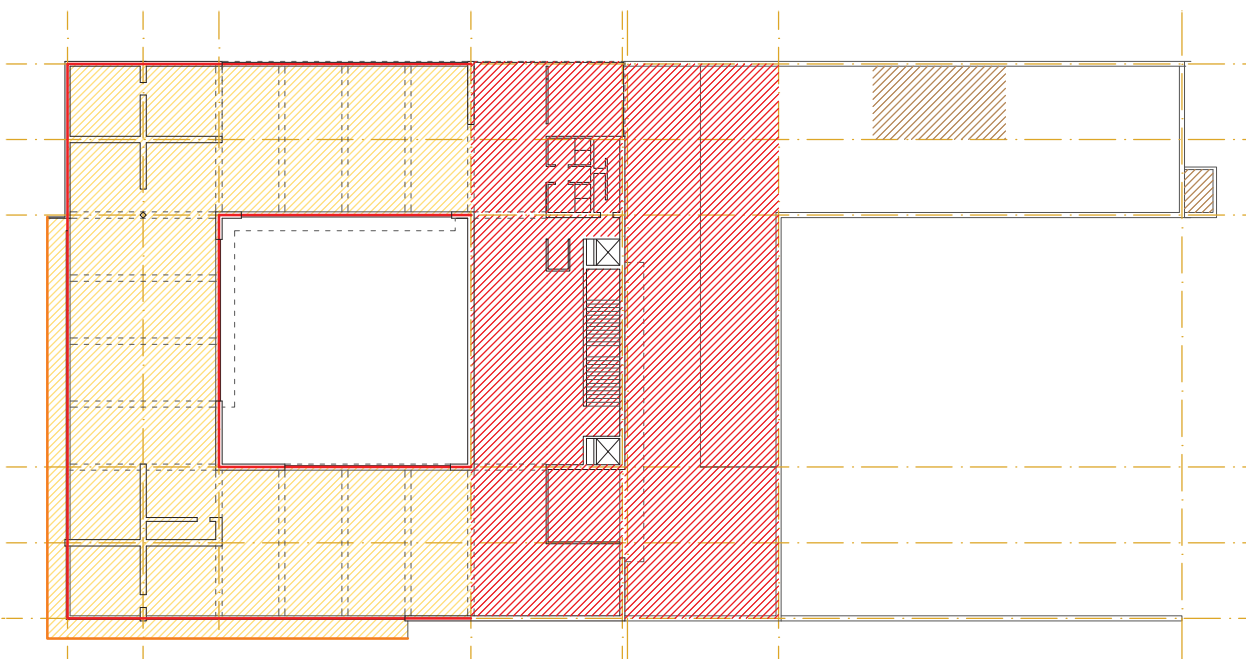
A3	IMPACTO	NO PROCEDE
-----------	----------------	-------------------



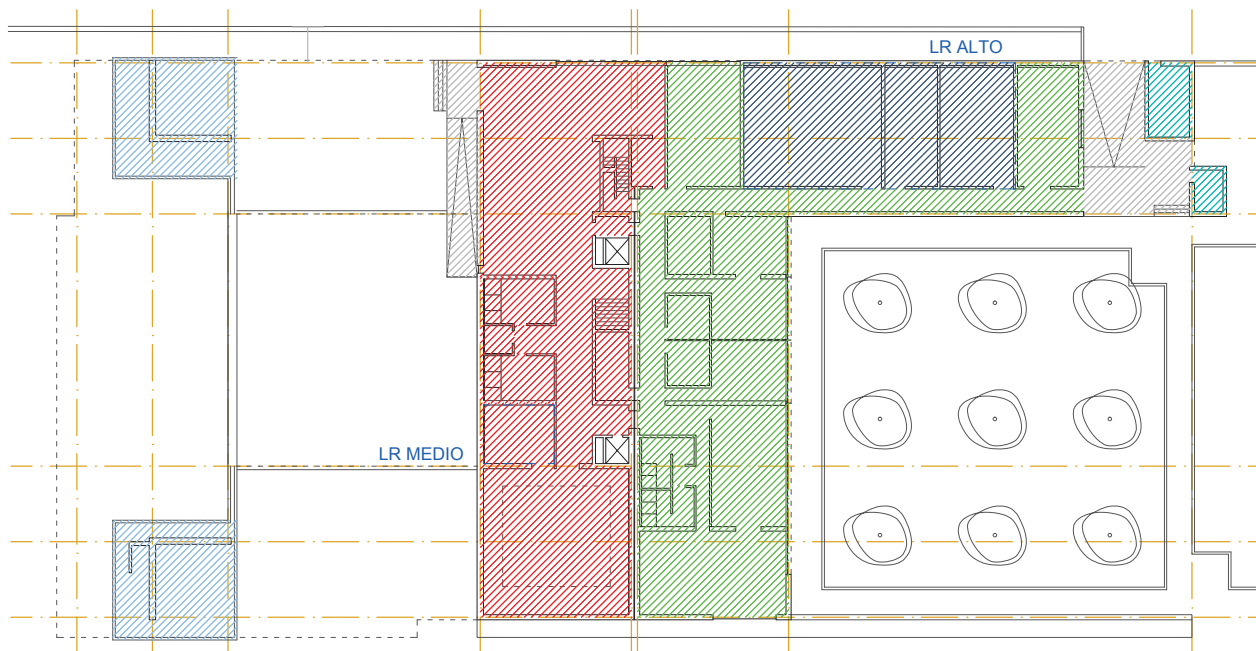
Planta cubierta

CARGAS PERMANENTES LINEALES
 CERRAMIENTOS EXTERIORES
 VUELOS

SOBRECARGAS DE USO
 B ZONAS ADMINISTRATIVAS
 C1 PÚBLICO: ZONAS CON MESAS Y SILLAS
 C3 PÚBLICO. ZONAS SIN OBSTÁCULOS
 G1 CUBIERTAS CONSERVACIÓN
 DEPÓSITOS
 INSTALACIONES
 LÁMINA DE AGUA
 USO PÚBLICO



Planta primera



Planta forjado sanitario

4.2. COMPARATIVA VIENTO- SISMO

COMBINACIÓN ACCIDENTAL		52600	kN
PERIODO			
Calculo rigidez horizontal			
m MASA SISMICA		5361876	kg
NCSR-02			
n° plantas sin contar baja		2	
H edificio sobrerassante		11	m
B		6	m
Dimensión de las pantallas rigidizadoras, o de los planos triangulados, en el sentido de la oscilación, en metros			
L		44	m
Dimensión en planta de la edificación, en el sentido de la oscilación, en metros			
Pórticos de h.a. con la colaboración de pantallas rigidizadoras			
T _F		0.11	s
EC8			
Pórticos espaciales de hormigón resistentes a flexión			
C _t		0.075	
H edificio		11	m
T ₁		0.45	s
COEFICIENTES			
a _b Aceleración básica		0.14	g
K Coef. de contribución		1.30	
C Terreno		1.66	
p Coef. de riesgo		1.00	
S Coeficiente de amplificación del terreno		1.28	
a _c ACELERACIÓN DE CALCULO		0.18	g
ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO			
T _A		0.22	s
T _B		0.86	s
T Período		0.11	s
T < T _A	α(T)=	1.78	
T _A ≤ T ≤ T _B	α(T)=	2.50	
T > T _B	α(T)=	19.16	
CON AMORTIGUAMIENTO			
Ω Amortiguamiento		4.00	%
v Modificador en función del amortiguamie		1.09	
El espectro de referencia tiene un 5 % de amortiguamiento respecto al critico			
T _A		0.24	
T _B		0.94	
T _f Período		0.11	
T _{II}		0.04	
T _{III}		0.02	
T < T _A	α(T)=	1.95	
T _A ≤ T ≤ T _B	α(T)=	2.73	
T > T _B	α(T)=	20.95	
μ DUCTILIDAD		2	
β		0.55	
a _c ACELERACIÓN EN LA ESTRUCTURA		0.25	g
		2.41	m/s ²
S _{ik}		0.25	-
F _s		6463	kN

FUERZAS VIENTO Y SISMO

Fuerzas derivadas del efecto de cada uno de ellos en la parte del edificio, separada por la junta de dilatación, destinado al público:

Peso estimado del edificio en combinación sísmica :

$$9 \text{ kN/m}^2 \cdot 530 \text{ m}^2 + 8.9 \text{ kN/m}^2 \cdot 1540 \text{ m}^2 + 8.2 \text{ kN/m}^2 \cdot 1540 \text{ m}^2 + 860 \text{ m}^3 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 52600 \text{ kN}.$$

Posteriormente se calculará con más detalle.

La aceleración sísmica a la que se verá sometida la estructura depende tanto del periodo del sismo como de la estructura analizada, puesto que si estos son muy parecidos se producirá el fenómeno de resonancia.

Los resultados de una fuerza en un sistema son distintos si esta está aplicada en la base o en la masa. El coeficiente del espectro normalizado es la relación entre la aceleración que se produce en el sistema y en su base, y esto se deduce del espectro elástico corregido para un amortiguamiento concreto, (el dado por el CTE es para un 5 % de amortiguamiento, el habitual en los edificios pero muy bajo con respecto al critico)

VIENTO: $F = \text{presión} \cdot \text{superficie} \cdot \text{coef. seguridad} = 1.6 \text{ kN/m}^2 \cdot 350 \text{ m}^2 \cdot 1.5 = 840 \text{ kN}$

SISMO: $F = \text{masa} \cdot \text{aceleración} = 13000 \text{ kN}$

CONCLUSIÓN : Más relevante sismo

- Se ha tomado la decisión de considerar que se está en la meseta , ya que según el EN 1998 estaríamos en ella, y es una consideración del lado de la seguridad.
- En este caso será importante garantizar un grado de ductilidad suficiente, que como primera aproximación se ha tomado de valor 2, pero que debe ser estudiado.
- El centro de masas y de rigideces de la estructura se encuentran próximos entre sí.

VIENTO LOCAL EN LOS MUROS

El viento provocará en el edificio una fuerza horizontal mucho menor que la sísmica. Sin embargo la forma de aplicación es distinta, el viento se debe tener en cuenta en los paramentos por ser una fuerza superficial uniformemente distribuida mientras que la fuerza sísmica será proporcional al peso propio del elemento y su forma de oscilar.

Puesto que la presión del viento es baja y los muros son de HA-30 como mínimo y con un espesor de 35 cm resistirán esta fuerza. En las lajas se comprobará que resistan la torsión que las fuerzas horizontales le provocan.

5. ESTRATEGIA ESTRUCTURAL

5.1. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

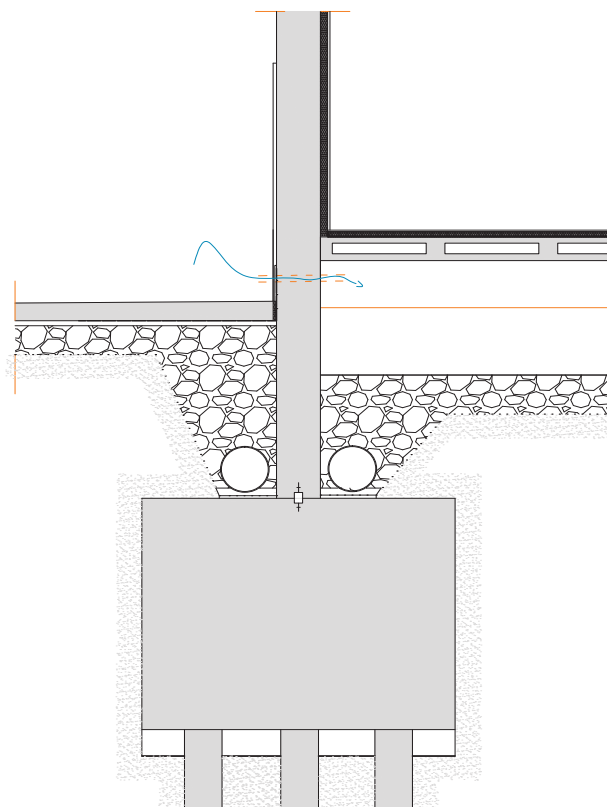
Se decide resolver la estructura para este trabajo fin de máster de una forma distinta a la planteada en el proyecto original, no sólo por motivos académicos, -pues la posibilidad de estudiar distintas soluciones para un mismo problema siempre resulta instructiva-, sino también porque el acabado final de la estructura es hormigón, y las técnicas actuales permiten, gracias al postesado, construir elementos de hormigón que resuelvan una gran luz sin problemas de fisuración..

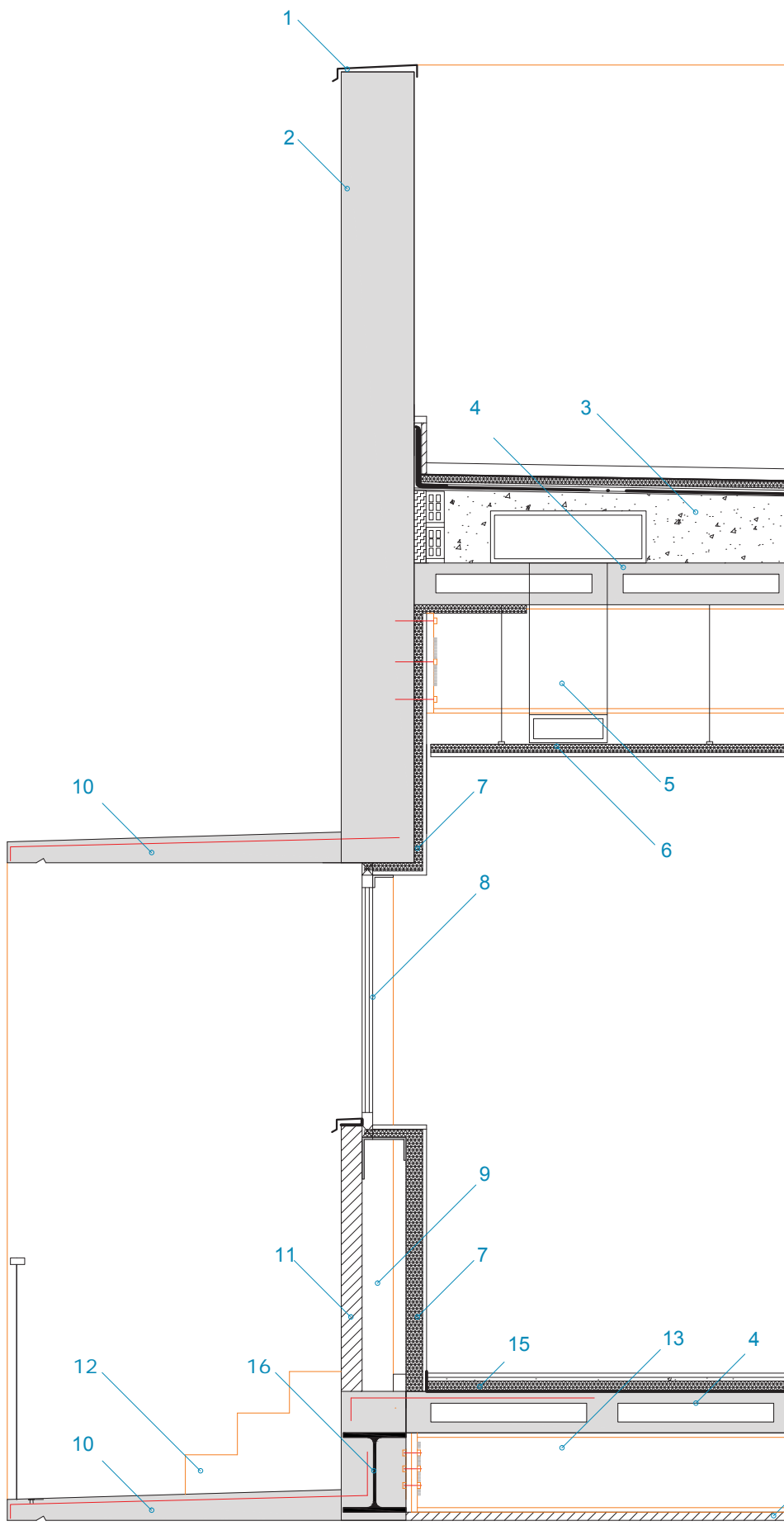
Así se consigue que la propia estructura sea la que defina el acabado final del edificio, sin necesidad de elementos adicionales, gracias al conocimiento y tratamiento de las propiedades de los materiales.

Por tanto la estrategia que se sigue para resolver la estructura sería la siguiente:

- **Muros de HA** para los elementos de sustentación verticales, que se convierten en **lajas postesadas** en las zonas donde se debe resolver una luz o un vuelo importante.
- **Secciones mixtas** para los forjados de planta baja y planta primera. Estas estarán formadas por prelosas de HP trabajando solidariamente con perfiles metálicos unidos mediante conexión parcial.
- **Perfiles de acero macizos** para colgar la planta primera de las lajas postesadas.
- **Forjado sanitario** formado por vigas de hormigón armado y prelosas para la solución de la planta baja, debido a la fuerte presencia de humedad en el ambiente y al haberse comprobado que el terreno asienta considerablemente con cargas medias, lo cual descarta la posibilidad de cualquier estructura tipo iglú o solera. Debido a que el terreno no alcanza suficiente resistencia para soportar el edificio si no se profundiza, se descarta también la posibilidad de una losa de cimentación. El proyecto básico facilita la creación de una cámara de aire al estar la cota del solado interior 60 cm por encima del nivel del suelo.
- **Micropilotaje con inyecciones** para resolver la cimentación de la estructura. Se recurre al micropilotaje por ser el terreno tipo pedraplén, ya que por su menor dimensión estos son más fáciles de ejecutar en este tipo de terreno que los pilotes de mayores dimensiones, donde hay una alta probabilidad de que durante el proceso de hincado colisionen con las rocas.

5.2. SECCIONES CONSTRUCTIVAS





1. Albardilla de zinc con goterón, pendiente > 10 %.
2. Laja de hormigón con armadura postesas, h= 380 cm e= 35 cm.
3. Cubierta invertida, e total = 40 cm, formada por:
 - Formación de pendiente de hormigón celular, espesor máximo =30 cm.
 - Mortero de regularización, e= 1cm.
 - Lámina impermeabilizante.
 - Mortero de protección para evitar incompatibilidades, e= 1 cm.
 - Aislante térmico ; lana de roca, e= 4 cm
 - Tejido antipunzonamiento.
 - Capa de protección de árido rodado de 16 a 32mm de diámetro, e= 6cm.
 - Junta perimetral para evitar empujes de poliestireno expandido, e=3 cm.
 - Maestra perimetral de ladrillo cerámico hueco doble.
4. Prelosa pretensada de 15+5 cm.
5. Perfil IPE articulado a la laja postesada.
6. Falso techo continuo fonoabsorbente con placas de yeso, e= 13mm que recoge los conductos de ventilación de aire nuevo y viciado.
7. Acabado vertical de entramado autoportante metálico, constituido por perfilera metálica más un panel semirígido de lana mineral revestida en sus caras exteriores con un panel de cartón yeso, e total = 6-9,5 cm según zona.
8. Carpintería mixta de aluminio madera pintada de blanco con vidrio climalit con dintel de acero y alféizar de zinc con goterón, pendiente >10 % .
9. Perfiles de cuelgue vistos. Tubo de 150 x 50 mm2 macizo pintado coincidente con los montantes de la carpintería.
10. Vuelo de HA empotrado.
11. Acabado vertical exterior de HA, e=10 cm.
12. Escalera con peldaños de HA.
13. Perfil HEB articulado a los perfiles HEB de borde.
14. Placas de acabado horizontal exterior de HA, e=0.04 cm.
15. Solería acabado en madera y aislamiento, más nivelación e total = 6 cm.
16. Perfil de borde HEB colgado de la laja postesada.

E 1/30

6. MATERIALES

Se prescribe una vida útil de 100 años por considerarse de importancia especial.

6.1. TIPO DE CEMENTO Y DESIGNACIÓN

HA

CEM II/B-S-52,5N MR / CEM II/B-S-32,5N MR

CEM II/B-S: cemento común, cemento portland con escoria

52,5/32,5: resistencia a 28 días, en MPa

N: evolución normal de la resistencia

MR: cementos resistentes al agua de mar

HP

CEM II/A-D-52,5R MR

CEM II/A-D: cemento común, cemento portland con escoria

52,5: resistencia a 28 días, en MPa

R: resistencia inicial alta

MR: cementos resistentes al agua de mar

Diseño por durabilidad:

ENCEPADOS Y MICROPILOTES

Clase de exposición relativa a la corrosión de las armaduras:

Relación agua/cemento máxima:

Cantidad mínima de cemento por metro cúbico de hormigón:

R: característica mínima del hormigón compatible con requisitos de durabilidad:

Tipo de hormigón (T-R/C/TM/A):

Recubrimiento de las armaduras (a indicar en los planos):

[Para el recubrimiento se considera que el encepado se hormigona sobre una capa de hormigón de limpieza]

Ila Qb

$a/c=0,50$

$c=350 \text{ kg/m}^3$

$f_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$

HA-30/P/40/Ila+Qb

$c=40 \text{ mm}$

ESTRUCTURA SOBRE RASANTE

HA-30/50

Se asume que la estructura se ejecutará con el mismo tipo de hormigón y de recubrimiento para todas partes, incluidas eventuales zonas húmedas (cuartos de baño) que contarán con protección adicional (revestimiento de mortero y/o baldosas).

Clase de exposición relativa a la corrosión de las armaduras:

Relación agua/cemento máxima:

Cantidad mínima de cemento por metro cúbico de hormigón:

R: característica mínima del hormigón compatible con requisitos de durabilidad:

Tipo de hormigón (T-R/C/TM/A):

(HA- 50 bajo las lajas postesadas para igualar resistencias

Recubrimiento de las armaduras (a indicar en los planos):

Illa

$a/c=0,50$

$c=300 \text{ kg/m}^3$

$f_{ck}=30/50 \text{ N/mm}^2$

HA-30/B/20/Illa

HA-50/B/20/Illa

$c=40 \text{ mm}$

Se prescribe un recubrimiento de las armaduras de por lo menos 40mm .

HP-50

Clase de exposición relativa a la corrosión de las armaduras:

Relación agua/cemento máxima:

Cantidad mínima de cemento por metro cúbico de hormigón:

R: característica mínima del hormigón compatible con requisitos de durabilidad:

Tipo de hormigón (T-R/C/TM/A):

Recubrimiento de las armaduras (a indicar en los planos):

Illa

$a/c=0,45$

$c=300 \text{ kg/m}^3$

$f_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$

HP-50/B/20/Illa

$c=45 \text{ mm}$

Se prescribe un recubrimiento de las armaduras de por lo menos 45 mm (> mínimo).

Para los cordones postesados se deberá cumplir la siguiente limitación de recubrimiento c :

$c \min \geq 0,5 \varphi ; 4 \text{ cm} ; \text{ y menor que } 8 \text{ cm}.$

6.2. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

6.2.1. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

Se utilizan cuatro tipos de hormigón:

- **HA30/50** para toda la estructura excepto para los elementos postesados y prefabricados.
- **HP 40** para elementos prefabricados con armaduras pretensas (prelasas).
- **HP 50 como mínimo** para aquellos elementos postesados (se usa un hormigón de mayor resistencia para permitir la posibilidad de mayores cargas de precompresión sin superar las tensiones admisibles en servicio y por coherencia al ser el acero utilizado de mejor calidad).

ENCEPADOS Y MICROPILOTES: HA-30/P/40/IIa+Qb

ESTRUCTURA SOBRE RASANTE: HA-30/B/20/IIIa y HA-50/B/20/IIIa

HA-30			EC CTE
fck (Mpa)	Resistencia característica a compresión	30.00	
fcd (Mpa)	Resistencia de calculo a compresión	20.00	
fcm (Mpa)	Resistencia media a compresión	38.00	
Ecm (Mpa)		32837	
Ecm (Mpa)		28577	
fctm (Mpa)	Resistencia media a tracción	2.90	
fctk (Mpa)	Resistencia característica a tracción	2.03	
fctd (Mpa)	Resistencia de calculo a tracción	1.35	
HA-50			EC CTE
fck (Mpa)	Resistencia característica a compresión	50.00	
fcd (Mpa)	Resistencia de calculo a compresión	33.33	
fcm (Mpa)	Resistencia media a compresión	58.00	
Ecm (Mpa)		37278	
Ecm (Mpa)		32902	
fctm (Mpa)	Resistencia media a tracción	4.07	
fctk (Mpa)	Resistencia característica a tracción	2.85	
fctd (Mpa)	Resistencia de calculo a tracción	1.90	

LAJAS POSTESADAS: HP-50/B/20/IIIa

HP -50			EC CTE
fck (Mpa)	Resistencia característica a compresión	50.00	
fcd (Mpa)	Resistencia de calculo a compresión	33.33	
fcm (Mpa)	Resistencia media a compresión	58.00	
Ecm (Mpa)		37278	
Ecm (Mpa)		32902	
fctm (Mpa)	Resistencia media a tracción	4.07	
fctk (Mpa)	Resistencia característica a tracción	2.85	
fctd (Mpa)	Resistencia de calculo a tracción	1.90	

ACERO DE ARMADURA PASIVA:

B500SD	
fyk (MPa)	500.00
fyd (MPa)	384.62
fs (Mpa)	550.00
Alargamiento de rotura (%)	≥ 16%
Es (Mpa)	200000
Relación fs/fyk	≥ 1.3

ACERO DE CONECTORES:

S275 J2 + C450	
fyk (MPa)	350.00
fu (MPa)	450.00

ACERO DE ARMADURA ACTIVA:

Y1860S7	
f _{pk} (Mpa) Carga unitaria máxima	1860.00
f _{p0,1k} (Mpa) Limite elástico	1580.00
Peso acero (kg/m) 12 cordones	13.08
Es (Mpa)	190000.00
Vaina Ø exterior (mm) 12 cordones	85.00
Diametro nominal (mm)	15.24
Diametro nominal (")	0.60

ACERO DE PERFILES Y PLACAS:

S275 JR / JO / J2	
fyk (MPa) Resistencia característica ($t \leq 16$ mm)	275.00
fyd (MPa) Resistencia de calculo ($t \leq 16$ mm)	261.9
fyk (MPa) Resistencia característica ($16 \leq t \leq 40$ mm)	265
fyd (MPa) Resistencia de calculo ($16 \leq t \leq 40$ mm)	252.4
fyk (MPa) Resistencia característica ($40 \leq t \leq 63$ mm)	255
fyd (MPa) Resistencia de calculo ($40 \leq t \leq 63$ mm)	242.9
fu (MPa) Tensión de rotura ($3 \leq t \leq 100$ mm)	410
Es (MPa) Modulo de elasticidad	210000
G (MPa) Modulo de rigidez	81000
ν coeficiente de Poisson	0.3
α ($^{\circ}\text{C}^{-1}$) coeficiente de dilatación térmica	1.2.E-05
ρ (kg/m^3) Densidad	7850

+ Coeficientes de seguridad en situaciones persistente o transitoria en tablas

ACERO DE PLACAS

S355 JR / JO / J2	
fyk (MPa) Resistencia característica ($t \leq 16$ mm)	355.00
fyd (MPa) Resistencia de calculo ($t \leq 16$ mm)	338.1
fyk (MPa) Resistencia característica ($16 \leq t \leq 40$ mm)	345
fyd (MPa) Resistencia de calculo ($16 \leq t \leq 40$ mm)	328.6
fyk (MPa) Resistencia característica ($40 \leq t \leq 63$ mm)	335
fyd (MPa) Resistencia de calculo ($40 \leq t \leq 63$ mm)	319.0
fu (MPa) Tensión de rotura ($3 \leq t \leq 100$ mm)	470
Es (MPa) Modulo de elasticidad	210000
G (MPa) Modulo de rigidez	81000
ν coeficiente de Poisson	0.3
α ($^{\circ}\text{C}^{-1}$) coeficiente de dilatación térmica	1.2.E-05
ρ (kg/m^3) Densidad	7850

+ Coeficientes de seguridad en situaciones persistente o transitoria. en tablas

ACERO DE PERNOS

ACERO 10.9			
fyk (MPa)	900.00		
fu (MPa)	1000.00		

HST3	M12	M20	M24
Acero al carbono galvanizado > 5µm			
fyk (MPa)	640.00	560.00	540.00
fu (MPa)	800.00	700.00	530.00
As (mm ²)	84.3	245.0	353.0

HST3-R	M12	M20	M24
Acero inoxidable			
fyk (MPa)	568.00	520.00	500.00
fu (MPa)	710.00	650.00	650.00

ACERO DE MICROPILOTES

GEO 80	
fyk (MPa) Resistencia característica ($t \leq 16$ mm)	552.00
fyd (MPa) Resistencia de calculo ($t \leq 16$ mm)	165.6
fu (MPa) Tensión de rotura ($3 \leq t \leq 100$ mm)	689
Es (MPa) Modulo de elasticidad	210000
G (MPa) Modulo de rigidez	81000
ν coeficiente de Poisson	0.3
α (°C ⁻¹) coeficiente de dilatación térmica	1.2.E-05
ρ (kg/m ³) Densidad	7850
% carbono máximo	0.35

6.2.2. COEFICIENTES DE SEGURIDAD DE LOS MATERIALES

COEFICIENTES DE SEGURIDAD DE LOS MATERIALES		
	Permanente o transitoria	Accidental
yc Hormigón armado y pretensado	1.50	1.30
ys Acero de placas, perfiles y micropilotes	1.05	1.05
ys Acero de armar	1.15	1.00
ys Acero de armar (SD- esp. dúctil)	1.30	1.00

7. RESISTENCIA AL FUEGO

7.1. ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES

Según la tabla 3.1 de la Sección 6 del SI "Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales", que se refiere a los elementos de la estructura principal del edificio (forjados, vigas y soportes), con una altura de evacuación de entre 15 y 28 m, para las zonas de uso "pública concurrencia" se exige un tiempo mínimo de R 90.

Los almacenes constituyen locales de riesgo medio, por lo que se proyectarán con una R 120. La zona de depósito de libros, constituye una zona de riesgo alto, por lo que se proyectará la estructura con una resistencia al fuego mínima de R 180.

Se intentarán adoptar las mismas soluciones estructurales, puesto que, en las zonas de almacenes y depósitos es posible la colocación de elementos adicionales, como paneles ignífugos.

Tabla 3.1 Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales

Uso del sector de incendio considerado ⁽¹⁾	Plantas de sótano	Plantas sobre rasante altura de evacuación del edificio		
		≤15 m	≤28 m	>28 m
Vivienda unifamiliar ⁽²⁾	R 30	R 30	-	-
Residencial Vivienda, Residencial Público, Docente, Administrativo	R 120	R 60	R 90	R 120
Comercial, Pública Concurrencia, Hospitalario	R 120 ⁽³⁾	R 90	R 120	R 180
Aparcamiento (edificio de uso exclusivo o situado sobre otro uso)		R 90		
Aparcamiento (situado bajo un uso distinto)		R 120 ⁽⁴⁾		

⁽¹⁾ La resistencia al fuego suficiente R de los elementos estructurales de un suelo que separa sectores de incendio es función del uso del sector inferior. Los elementos estructurales de suelos que no delimitan un sector de incendios, sino que están contenidos en él, deben tener al menos la resistencia al fuego suficiente R que se exija para el uso de dicho sector.

⁽²⁾ En viviendas unifamiliares agrupadas o adosadas, los elementos que formen parte de la estructura común tendrán la resistencia al fuego exigible a edificios de uso Residencial Vivienda.

⁽³⁾ R 180 si la altura de evacuación del edificio excede de 28 m.

⁽⁴⁾ R 180 cuando se trate de aparcamientos robotizados.

7.2. RESISTENCIA AL FUEGO DE LAS PAREDES, TECHOS Y PUERTAS QUE DELIMITAN SECTORES DE INCENDIO.

La situación más restrictiva con respecto al fuego es la situación para los depósitos de libros, que obligaría a crear un sector de incendios diferenciado y con una REI mínima de 180 (tablas 1.1 y 1.2 del CTE-DB- SI).

Tabla 1.2 Resistencia al fuego de las paredes, techos y puertas que delimitan sectores de incendio ⁽¹⁾⁽²⁾

Elemento	Resistencia al fuego			
	Plantas bajo rasante	Plantas sobre rasante en edificio con altura de evacuación:		
		h ≤ 15 m	15 < h ≤ 28 m	h > 28 m
Paredes y techos ⁽³⁾ que separan al sector considerado del resto del edificio, siendo su uso previsto: ⁽⁴⁾				
- Sector de riesgo mínimo en edificio de cualquier uso	(no se admite)	EI 120	EI 120	EI 120
- Residencial Vivienda, Residencial Público, Docente, Administrativo	EI 120	EI 60	EI 90	EI 120
- Comercial, Pública Concurrencia, Hospitalario	EI 120 ⁽⁵⁾	EI 90	EI 120	EI 180
- Aparcamiento ⁽⁶⁾	EI 120 ⁽⁷⁾	EI 120	EI 120	EI 120
Puertas de paso entre sectores de incendio	EI ₂ t-C5 siendo t la mitad del tiempo de resistencia al fuego requerido a la pared en la que se encuentre, o bien la cuarta parte cuando el paso se realice a través de un <i>vestíbulo de independencia</i> y de dos puertas.			

7.3. CONDICIONES PARA ALCANZAR LA RESISTENCIA NECESARIA

FORJADOS

En el caso de forjados con elementos de entrevigado cerámicos o de hormigón y revestimiento inferior, para resistencia al fuego R-120 o inferior, bastará con que se cumpla el **valor de recubrimiento mecánico mínimo para losas macizas**. Si el forjado tiene una función de compartimentación, su canto total deberá ser superior al valor indicado en dicha tabla.

Para una resistencia al fuego R-90 o mayor, la armadura de negativos de los forjados continuos se debe prolongar hasta el 33% de la longitud del tramo, con una cuantía no inferior al 25% de la requerida en los extremos.

Según catálogo la prelosa cumple la resistencia al fuego mínima de REI. Se cumplirán los longitudes mínimas de armado de negativos en forjados continuos.

Tabla C.4. Losas macizas

Resistencia al fuego	Espesor mínimo $h_{min}(mm)$	Distancia mínima equivalente al eje a_m (mm) ⁽¹⁾		
		Flexión en una dirección	Flexión en dos direcciones	
			I_y/I_x ⁽²⁾ $\leq 1,5$	$1,5 < I_y/I_x$ ⁽²⁾ ≤ 2
REI 30	60	10	10	10
REI 60	80	20	10	20
REI 90	100	25	15	25
REI 120	120	35	20	30
REI 180	150	50	30	40
REI 240	175	60	50	50

⁽¹⁾ Los recubrimientos por exigencias de durabilidad pueden requerir valores superiores.

⁽²⁾ I_x y I_y son las luces de la losa, siendo $I_y > I_x$.

8. PREDIMENSIONADO

8.1. CONSIDERACIONES GENERALES

Se plantea resolver el punto crítico de la estructura, la zona de lectura de la biblioteca con luces de hasta 44 metros, con el siguiente esquema estructural.

Elementos de menor a mayor entidad; prelosas pretensadas, vigas metálicas que tengan un comportamiento conjunto a deformación con las prelosas, y lajas de hormigón con armaduras postesas. Para el predimensionado se parte de la base de que las vigas metálicas irán articuladas a la laja postesada de gran canto para no transmitir momentos a la laja, porque el detalle de empotramiento es complicado de ejecutar e implica la colocación de más armaduras en la laja postesada.

Para el forjado de planta primera se utilizan perfiles de acero de igual canto tanto para las vigas de borde como para las que sustentan el forjado. Estos detalles están especialmente restringidos geométricamente.

En el detalle de sección constructiva por la zona volada, (página 27), se pueden ver grafiadas las principales restricciones que presenta el proyecto para la estructura. Se enumeran aquí :

- En la cubierta de la planta alta solo pueden ir vigas cada 5 m, que coincidirán con los espacios entre lucernarios, sin limitación de canto.
- En la planta colgada la limitación del canto de las vigas es especialmente restrictiva, ya que el canto total del forjado más elementos constructivos no puede impedir a los usuarios un tránsito seguro por los tres escalones que conducen al vuelo.
- Los perfiles de cuelgue, que coinciden con las juntas entre ventanas, tienen una posición inamovible.

Estas restricciones determinarán la configuración de la estructura, haciéndola diferir de la óptima según consideraciones puramente estructurales.

Se divide el predimensionado en 2 zonas divididas por una junta de dilatación debido a que, por su diferencia de uso y configuraciones estructurales, presentan distinta complejidad:

ZONA DE BIBLIOTECA ZONA ADMINISTRATIVA

8.1.1. ELEMENTOS

Como se ha mencionado anteriormente se utilizan perfiles metálicos y prelosas por catálogo, primando en un edificio emblemático la velocidad de ejecución y la prefabricación.

PRELOSA

Plantas primera y cubierta

Se predimensiona la prelosa pretensada por catálogo. Catálogo adjunto al final de la memoria.

PRELOSA 15 , características según catálogo de resistencia máxima de la prelosa de 15 cm:

$M_u^+ = +95 \text{ KN m}$

$M^+(\text{ejecución-vano}) = +43 \text{ KN m}$

$V_u = 35.6 \text{ KN}$

FORJADO 15*5 , características según catálogo de resistencia máxima del forjado de 15*5 cm:

$M_u^+ = +133.5 \text{ KN m}$

$M_u^- = -27.9 \text{ KNm}$

$V_u^+ = 53.4 \text{ KN}$

$V_u^- = 36 \text{ KN}$

Puesto que la resistencia a flexión positiva de las prelosas es tan alta, se comprueba únicamente la fase de montaje para el predimensionado. La luz máxima que se plantea son 5.85 m con las siguientes cargas máximas y se dimensiona particularmente cada caso.

Cargas en valor característico		kN/m ²	
PP	Elem. estructurales	g_0	3.5
PP	Elem. constructivos	g_1	0.0
SB	Uso	q_1	1.5
SB	Nieve	q_2	0.0

Combinación (ELU)	6.75	kN/m ²
Luz	5.85	m

Tipo de prelosa	T-4	
f_{ck} HP-40	40	N/mm ²
P^*e	-21.44	kNm
Rigidez homogénea	7512	kNm ²

Módulos resistentes inferiores

Prelosa HP		
W_{inf}	2941	cm ³
W_{inf} / m	2451	cm ³ / m
Forjado 15+5		
W_{inf}	8516	cm ³ / m
W_{inf} forjado / W_{inf} prelosa		
α , relación de W	3.5	-

ELU		
Los valores del catálogo se refieren al total de la prelosa (b = 1.2 m)		
Ancho tributario	1.2	m
Carga uniforme	8.1	kN/m

Momento isostático	41.6	kNm
$Mu1$	82.7	kNm

Cortante isostático	28.4	kN
Vu	32.5	kN

ELS		
Flecha isostática	-0.37	cm
Incluida la debida al pretensado		
Momento isostático	25.7	kNm
$M1$ (vano)	42.6	kNm

Datos de catálogo

La prelosa de tipo T-4 ya cumple holgadamente los requisitos.

Planta baja

Al no haber restricción de canto y no estar condicionados los apoyos, se dimensiona directamente en el apartado correspondiente, pero con una prelosa que cumpla los requisitos de durabilidad

VIGA METÁLICA

Se elige un perfil de catálogo, porque estos ya están optimizados y económicamente es mucho más rentable que una pieza armada; máxime cuando el elemento solo será repetido menos de cierto número de veces y el tamaño del edificio no es muy grande.

Para el predimensionado a resistencia se considera la resistencia únicamente del perfil metálico, a pesar de que al existir una conexión parcial la resistencia se vería incrementada, aun cuando solo en una parte del incremento correspondiente al caso de conexión total.

En cálculos finales se considerará este incremento de resistencia, pero para un predimensionado es válida esta simplificación.

Para el predimensionado a deformación se considera el total de la sección mixta, y posteriormente se dimensionan los conectores para que así sea.

FORJADO SANITARIO

Se utilizarán las mismas prelosas, pero con vigas de HA formando un emparrillado en 2 direcciones donde sea necesario para reducir el canto y armado de las vigas.

Se adaptará el intereje entre vigas a la magnitud de las cargas, considerándose especialmente la zona de depósito, donde la sobrecarga de uso es muy superior al resto.

*Se considera la sobrecarga de uso "mantenimiento cubierta" no concomitante con el resto de acciones variables.

8.2. ZONA ADMINISTRATIVA

8.2.1. PLANTA CUBIERTA

VIGA METÁLICA

En la planta de cubierta no existe, por criterios de proyecto, limitación de altura para el canto total del forjado, por lo que se puede elegir un perfil con más canto, lo cual mejorará el comportamiento a deformación del conjunto.

ZONA CUBIERTA NO TRANSITABLE :HEB 500

- ELU. PREDIMENSIONADO A RESISTENCIA

Cargas en valor característico			kN/m ²			ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
PP	Elem. estructurales	g ₀	3.8	3.5	Uso	0.0	0.0	0.0
PP	Elem. constructivos	g ₁	3.5		Nieve	0.5	0.2	0.0
SB	Uso	q ₁	1.0					
SB	Nieve	q ₂	0.2					
Combinación (ELU)			11.54	kN/m ²	Ancho tributario	5.6	m	
Luz			11.65	m	Carga uniforme	64.6	kN/m	
					Momento isostático	1097	kNm	
					Cortante isostático	376	kN	
					PERFIL	HE 500 B		
					M _{Rd,pl}	1261	kNm	
					V _{Rd,pl}	1358	kN	

- ELS. PREDIMENSIONADO A DEFORMACIÓN

		I inercia (cm ⁴)		q (kN/m)		flecha (mm)
FLECHA INSTANTÁNEA	t=0	Solo perfil	107200	21.4	g ₀	22.8
Δ hasta FLECHA TOTAL	t=∞	S + Cplazo ∞	240769	19.6	g ₁ +ψ ₂ ·Σq	9.3
FLECHA ACTIVA	t=+ desfav.	S + Cplazo ∞	240769	25.8	g ₁ +Σq	12.2

Limitación flecha total $L/300 = 39 \text{ mm} > 22.8+9.3 = 32.1 \text{ mm}$

Limitación flecha activa $L/300 = 39 \text{ mm} > 12 \text{ mm}$

ZONA CUBIERTA TRANSITABLE :HEB 550

- ELU. PREDIMENSIONADO A RESISTENCIA

Cargas en valor característico			kN/m ²			ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
PP	Elem. estructurales	g ₀	3.9	3.5	Uso	0.7	0.7	0.6
PP	Elem. constructivos	g ₁	3.0		Nieve	0.5	0.2	0.0
SB	Uso	q ₁	5.0					
SB	Nieve	q ₂	0.2					
Combinación (ELU)			16.95	kN/m ²	Ancho tributario	5.0	m	
Luz			11.65	m	Carga uniforme	84.8	kN/m	
					Momento isostático	1438	kNm	
					Cortante isostático	494	kN	
					PERFIL	HE 550 B		
					M _{Rd,pl}	1464	kNm	
					V _{Rd,pl}	1514	kN	

- ELS. PREDIMENSIONADO A DEFORMACIÓN

		I inercia (cm ⁴)		q (kN/m)		flecha (mm)
FLECHA INSTANTÁNEA	t=0	Solo perfil	136700	19.5	g ₀	16.3
Δ hasta FLECHA TOTAL	t=∞	S + Cplazo ∞	261701	30.0	g ₁ +ψ ₂ ·Σq	13.1
FLECHA ACTIVA	t=+ desfav.	S + Cplazo ∞	261701	40.5	g ₁ +Σq	17.7

Limitación flecha total $L/300 = 39 \text{ mm} > 16.3+13. = 29.3 \text{ mm}$

Limitación flecha activa $L/500 = 23 \text{ mm} > 17.7 \text{ mm}$

8.2.2. PLANTA BAJA

FORJADO SANITARIO

Se predimensionan las vigas de HA por esbeltez para cumplir las limitaciones de deformación.

Para el forjado sanitario se eligen las mismas prelosas y se utilizarán vigas de HA- 30. Son válidas las mismas prelosas porque la carga es menor ,excepto en la zona de depósitos donde las luces son menores para disminuir los esfuerzos en las vigas de HA.

- ELS. PREDIMENSIONADO A DEFORMACIÓN

No es necesario calcular flecha si se siguen los criterios de la EHE.

Art 50.2.2 Método simplificado.

Viga continua, L =11.70 m.

Límite de esbeltez en alzado de la pieza : $L/d = 18$;

*se aplica una reducción de 0.8 según establece la EHE para elementos pretensados aligerados en T.
 $d \geq 1170/18 \cdot 0.8 = 52 \text{ cm}$

- ELU. PREDIMENSIONADO A RESISTENCIA

Se predimensionan las vigas con un empotramiento perfecto en régimen elástico.

Cargas en valor característico		kN/m ²			ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
Elem. estructurales	g ₀	4.3	3.5	Uso	0.7	0.5	0.3
Elem. constructivos	g ₁	2.0		Nieve	0.5	0.2	0.0
Uso	q ₁	2.0					
Nieve	q ₂	0.0					
Combinación (ELU)		11.6	kN/m ²	Ancho tributario	5.0	m	
Luz		11.70	m	Carga uniforme	58	kN/m	
				Momento isostático	989	kN m	
				Cortante isostático	338	kN	

VIGA DE HA-30	H=	560	mm
Ancho tributario viga	5.0	m	
Carga sobre la viga = q/2	29	kN/m	
Al ser un emparrillado en cruz las vigas se reparten la carga a partes iguales			
Luz vano	11.70	m	
r, recubrimiento	40	mm	
d	520	mm	
f _{cd}	20	Mpa	q·l ² /24
Momento máx [-]	165	kNm	q·l ² /12
Momento máx [+]	330	kNm	
μ	0.22		
b (M [-])	139	mm	
b (M [+])	277	mm	
ANCHO VIGA B	300	mm	

Resultan vigas de HA-30 de 52 x 30 cm² cada 5 m.

8.3. ZONA PÚBLICA

8.3.1. PLANTA CUBIERTA

VIGA METÁLICA

En la planta de cubierta no existe, por criterios de proyecto, limitación de altura para el canto total del forjado, por lo que se puede elegir un perfil con más canto, lo cual mejorará el comportamiento a deformación del conjunto.

ZONA CUBIERTA NO TRANSITABLE: HEB 500

- ELU. PREDIMENSIONADO A RESISTENCIA

Cargas en valor característico			kN/m ²			ψ ₀ ψ ₁ ψ ₂		
PP	Elem. estructurales	g ₀	3.9	3.5	Uso	0.0	0.0	0.0
PP	Elem. constructivos	g ₁	4.3		Nieve	0.5	0.2	0.0
SB	Uso	q ₁	1.0					
SB	Nieve	q ₂	0.2					
Combinación (ELU)			12.67	kN/m ²	Ancho tributario	5.0	m	
Luz			11.65	m	Carga uniforme	63.4	kN/m	
					Momento isostático	1075	kNm	
					Cortante isostático	369	kN	
					PERFIL	HE 500 B		
					M _{Rd,pl}	1261	kNm	
					V _{Rd,pl}	1358	kN	

- ELS. PREDIMENSIONADO A DEFORMACIÓN

		I inercia (cm ⁴)	q (kN/m)	flecha (mm)
FLECHA INSTANTÁNEA	t=0	Solo perfil	19.3	20.6
Δ hasta FLECHA TOTAL	t=∞	S + Cplazo ∞	21.5	10.2
FLECHA ACTIVA	t=+ desfav.	S + Cplazo ∞	26.5	12.6

Limitación flecha total $L/300 = 39 \text{ mm} > 20.6 + 10.2 = 30.8 \text{ mm}$

Limitación flecha activa $L/300 = 39 \text{ mm} > 12.6 \text{ mm}$

8.3.2. PLANTA PRIMERA

VIGA METÁLICA

En la planta de biblioteca está especialmente restringida la altura de los perfiles, debido a la existencia de 3 escalones de bajada a un balcón exterior ya mencionados anteriormente.

ZONA COLGADA: HEB 340

- ELU. PREDIMENSIONADO A RESISTENCIA

Cargas en valor característico			kN/m ²			ψ ₀ ψ ₁ ψ ₂		
PP	Elem. estructurales	g ₀	4.0	3.5	Uso	0.7	0.7	0.6
PP	Elem. constructivos	g ₁	3.0		Nieve	0.5	0.2	0.0
SB	Uso	q ₁	3.0					
SB	Nieve	q ₂	0.0					
Combinación (ELU)			13.98	kN/m ²	Ancho tributario	2.5	m	
Luz			11.65	m	Carga uniforme	35.0	kN/m	
					Momento isostático	593	kNm	
					Cortante isostático	204	kN	
					PERFIL	HE 340 B		
					M _{Rd,pl}	631	kNm	
					V _{Rd,pl}	848	kN	

- ELS. PREDIMENSIONADO A DEFORMACIÓN

		I inercia (cm ⁴)	q (kN/m)		flecha (mm)	
FLECHA INSTANTÁNEA	t=0	Solo perfil	36660	10.1	g ₀	31.4
Δ hasta FLECHA TOTAL	t=∞	S + Cplazo ∞	95301	12.0	g ₁ +ψ ₂ ·Σq	14.4
FLECHA ACTIVA	t=+ desfav.	S + Cplazo ∞	95301	15.0	q ₁ ·Σq	18.0

Limitación flecha total $L/300 = 39 \text{ mm} > 31.4 + 14.4 = 45.7 \text{ mm}$ **No cumple**

Limitación flecha activa $L/500 = 23 \text{ mm} > 18 \text{ mm}$

La flecha total se puede solucionar con construcción apeada o con contraflecha. Si se realiza construcción apeada habrá que armar más a negativo, ya que en el momento de desapear se fisura mucho el hormigón.

Al ser en planta primera, con planta baja libre, no será demasiado problemática la ejecución de ninguna de las 2 medidas anteriores.

ZONA NO COLGADA: HEB 550

- ELU. PREDIMENSIONADO A RESISTENCIA

Cargas en valor característico				kN/m ²		ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
PP	Elem. estructurales	g ₀	3.9	3.5	Uso	0.7	0.7	0.6
PP	Elem. constructivos	g ₁	2.2		Nieve	0.5	0.2	0.0
SB	Uso	q ₁	5.0					
SB	Nieve	q ₂	0.0					
					Ancho tributario	5.0	m	
					Carga uniforme	78.6	kN/m	
					Momento isostático	1334	kNm	
					Cortante isostático	458	kN	
Combinación (ELU)		15.72	kN/m ²					
Luz		11.65	m					
PERFIL						HE 550 B		
M _{Rd,pl}						1464	kNm	
V _{Rd,pl}						1514	kN	

Sección válida.

- ELS. PREDIMENSIONADO A DEFORMACIÓN

		I inercia (cm ⁴)		q (kN/m)	flecha (mm)	
FLECHA INSTANTÁNEA	t=0	Solo perfil	136700	19.5	g ₀	16.3
Δ hasta FLECHA TOTAL	t=∞	S + Cplazo ∞	261701	26.0	g ₁ +ψ ₂ ·Σq	11.3
FLECHA ACTIVA	t=+ desfav.	S + Cplazo ∞	261701	36.0	q ₁ +Σq	15.7

Limitación flecha total $L/300 = 39 \text{ mm} > 16.3 + 11.3 = 27.6 \text{ mm}$

Limitación flecha activa $L/500 = 23 \text{ mm} > 15.7 \text{ mm}$

8.3.3. PLANTA BAJA

FORJADO SANITARIO

Se predimensionan las vigas de HA por esbeltez para cumplir las limitaciones de deformación.

Para el forjado sanitario se eligen las mismas prelosas y se utilizarán vigas de HA- 30. Son válidas las mismas prelosas porque la carga es menor, excepto en la zona de depósitos y las luces menores para disminuir los esfuerzos en las vigas de HA.

- ELS. PREDIMENSIONADO A DEFORMACIÓN

No es necesario calcular flecha si se siguen los criterios de la EHE.

Art 50.2.2 Método simplificado.

Viga continua, $L = 11.70$ m.

Límite de esbeltez en alzado de la pieza : $L/d = 18$;

*se aplica una reducción de 0,8 según establece la EHE para elementos pretensados aligerados en T.

$d \geq 1170/18 \cdot 0.8 = 52$ cm

- ELU. PREDIMENSIONADO A RESISTENCIA

Se predimensionan las vigas con un empotramiento perfecto en régimen elástico.

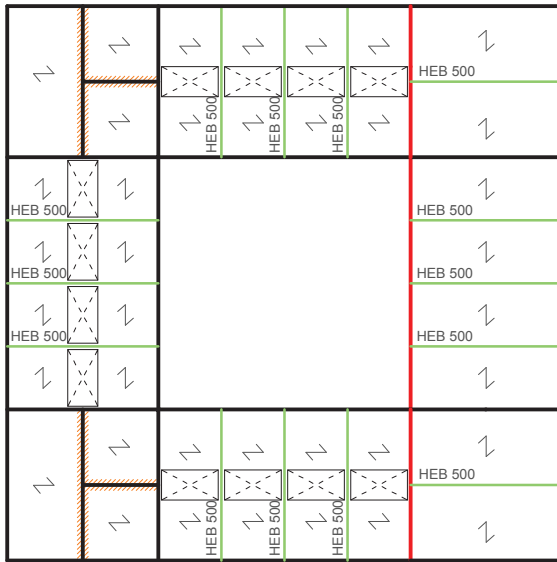
Cargas en valor característico		kN/m ²			ψ_0	ψ_1	ψ_2
Elem. estructurales	g_0	4.7	3.5	Uso	0.7	0.7	0.6
Elem. constructivos	g_1	2.0		Nieve	0.5	0.2	0.0
Uso	q_1	5.0					
Nieve	q_2	0.0					

Combinación (ELU)	16.6	kN/m ²		Ancho tributario	4	m
Luz	11.70	m		Carga uniforme	66	kN/m
				Momento isostático	1135	kN m
				Cortante isostático	388	kN

VIGA DE HA-30	H=	560	mm
Ancho tributario viga	4.0	m	
Carga sobre la viga = $q/2$	33	kN/m	
Al ser un emparrillado en cruz las vigas se reparten la carga a partes iguales			
Luz vano	11.70	m	
r, recubrimiento	40	mm	
d	520	mm	
f_{cd}	20	Mpa	$q \cdot l^2/24$
Momento máx [-]	189	kNm	$q \cdot l^2/12$
Momento máx [+]	378	kNm	
μ	0.22		
b (M [-])	159	mm	
b (M [+])	318	mm	
ANCHO VIGA B	350	mm	

Resultan vigas de HA-30 de 56 x 35 cm² cada 4 m.

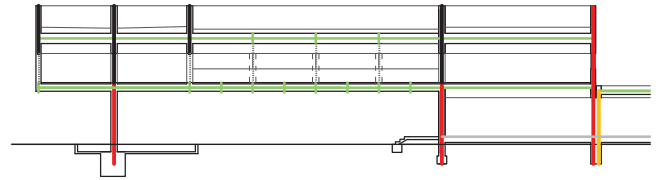
Se colocan las vigas formando emparrillados lo más parecido posible a los óptimos.



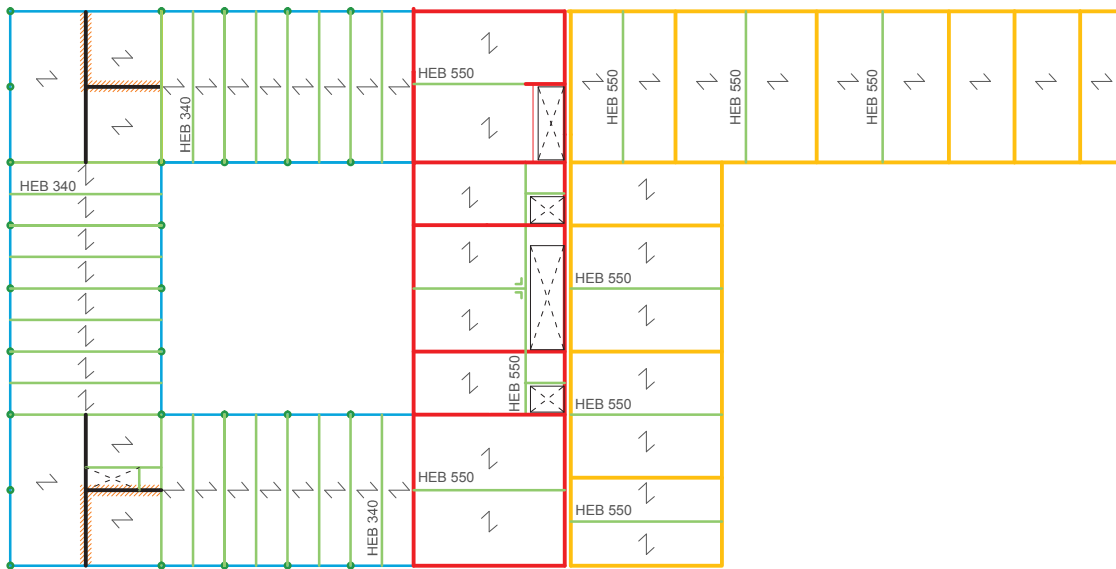
A

Planta cubierta

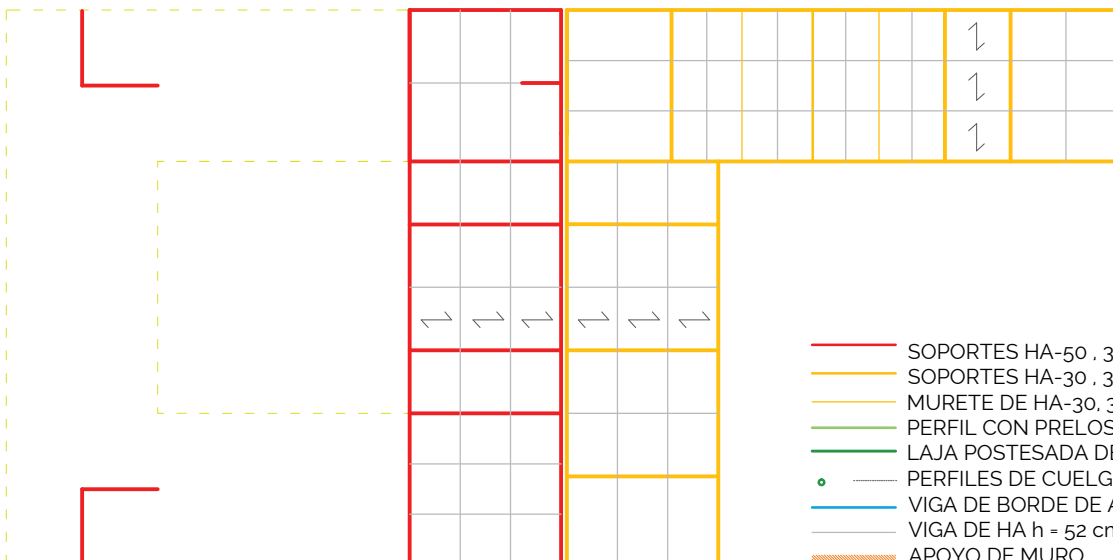
A'



Sección A-A'



Planta primera



Planta forjado sanitario

- SOPORTES HA-50 , 35 cm de espesor
- SOPORTES HA-30 , 35 cm de espesor
- MURETE DE HA-30, 35 cm de espesor
- PERFIL CON PRELOSA PRETENSADA 15+5
- LAJA POSTESADA DE HA-35; 380x 35 cm
- — PERFILES DE CUELQUE 150 x 50 mm2 macizos
- VIGA DE BORDE DE ACERO: HEB 340
- VIGA DE HA h = 52 cm CON PRELOSA PRET
- APOYO DE MURO

ANEJO DE CÁLCULO Y MEMORIA JUSTIFICATIVA

9. SITUACIÓN ACCIDENTAL: SISMO

9.1. CONSIDERACIONES GENERALES

9.1.1. NORMATIVA APLICADA: NCSE-02

NORMATIVA: NCSE 02 Y EHE 08

Se toma la decisión de utilizar como normativa aplicada el NCSE 02 y la EHE 08 puesto que en el cálculo de los elementos de hormigón del edificio, que será el sistema sismorresistente primario, se ha utilizado la EHE 08. Ya que la utilización de distintas normativas (europeas u españolas) en un mismo proyecto puede ocasionar diferencias, debido a variaciones en los coeficientes de seguridad.

No obstante se toma de referencia la EN 1998, de aplicación a este tipo de estructuras, puesto que contiene criterios más precisos acerca del tipo de modelo de estructura que mejor se ajusta al edificio analizado: irregular en planta y alzado.

Se decide analizar en paralelo algunas prescripciones que uno y otro códigos establecen, pues la aplicación de normativas debe de ir acompañada de un conocimiento de los principios y fundamentos en los que se basan y en el juicio y sentido crítico del calculista, ya que en obras no convencionales, como esta, las normativas no dan prescripciones tan específicas.

9.1.2. CRITERIOS DE DISEÑO

CONDICIONANTES DE DISEÑO

Como se detallará en la página 47 (subapartado "Ductilidad"), se considera una **ductilidad de 2** del lado de la seguridad debido, entre otros motivos, a la dificultad que entraña el evaluar la posición de la fibra neutra en un elemento postesado al alcanzar su estado límite último de flexión.

El hecho de no postesar las zonas a tracción de los muros en L, y el no contabilizar los tendones de armadura para postesar en la cuantía geométrica mínima exigida por la normativa contribuye favorablemente a la ductilidad global de la estructura como se extrae de la bibliografía consultada que se cita a continuación. Esta también da algunos criterios de diseño complementarios a la NCSE-02 y a EN 1998:

Comportamiento

Si la deformación a compresión en el concreto no ha alcanzado valores muy elevados durante el proceso de carga, las grietas que aparecen en un elemento de concreto presforzado se cierran de nuevo y las deflexiones regresan a casi cero una vez que se retira la carga.

El comportamiento histerético carga-desplazamiento de un elemento presforzado tiene la forma de una S y posee una muy limitada capacidad de disipación de energía. En la figura 1 se presenta la relación momento-curvatura para una viga de concreto presforzado. Se observa que la energía disipada, calculada como el área encerrada en los lazos histeréticos, es prácticamente despreciable. Por tanto, la respuesta ante las fuerzas inducidas por los sismos es severa. Como ejemplo, Park y Paulay (1980) presentaron un estudio en el cual la respuesta dinámica de un marco a base de elementos de concreto presforzado fue 130% superior a la medida en un marco ordinario de concreto armado diseñado para las mismas condiciones. De acuerdo con lo anterior, las estructuras de concreto presforzado deben ser diseñadas para mayores cargas (cargas incrementadas por un factor mayor que 1.0) y deben ser provistas de suficiente capacidad de deformación, aun para elementos no estructurales, para permitir que resistan grandes deformaciones.

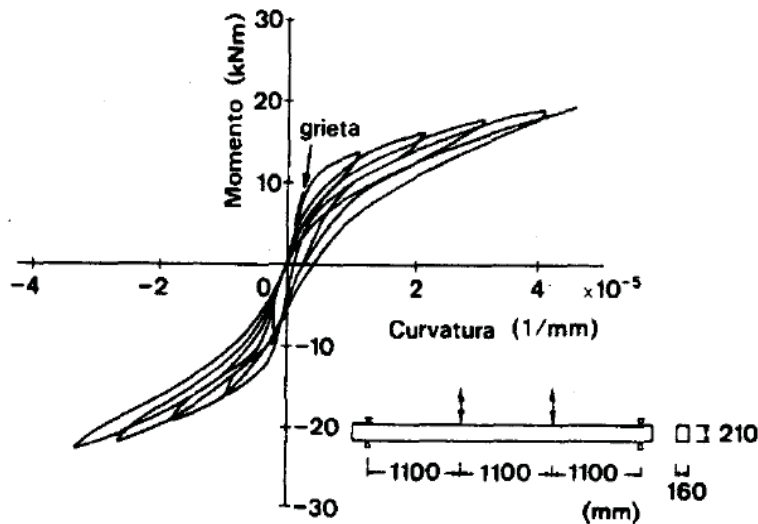


Figura 1. Relación momento-curvatura para una viga de concreto presforzado (Wakabayashi, 1986)

Si se usan barras de refuerzo ordinarias (varillas corrugadas) en combinación con acero de presfuerzo, se puede mejorar sustancialmente la capacidad sismorresistente de la estructura (Park, 1980). Esta estructura se comportará como una ordinaria de concreto armado. Así, un marco compuesto por vigas de concreto presforzado y columnas de concreto armado se comportará más como un marco de concreto armado que un marco consistente únicamente en elementos de concreto presforzado. La razón obedece a que el esfuerzo en torones no adheridos es uniforme a lo largo de la longitud y, por tanto, el cable casi no disipa energía, fenómeno que es indeseable durante un sismo.

Diseño

Como en el caso de estructuras de concreto armado, las estructuras de concreto presforzado deben diseñarse de modo que las vigas se plastifiquen antes que las columnas, y que la conexión no fallen antes. No se recomienda que se coloquen tendones no adheridos en los principales elementos resistentes a fuerzas laterales. Para asegurar un comportamiento dúctil, se recomienda la combinación de acero de presfuerzo y acero de refuerzo ordinario.

Vigas

Para garantizar una ductilidad suficiente, el cociente de refuerzo w/P deber ser menor o igual que 0.2 y la carga de agrietamiento a flexión no debe ser superior a la resistencia a flexión. Se deberá colocar refuerzo por cortante de tal modo que la falla por flexión ocurra antes que por cortante.

Columnas

La resistencia última a flexión no deberá ser menor que el momento flexionante de agrietamiento. De manera análoga a las vigas, se deberá colocar refuerzo por cortante para asegurar que la falla por flexión anticipe a la falla por corte. Si se supone la formación de una articulación plástica en la columna, se deberá colocar acero transversal para confinar el concreto en esa zona.

Disipación de energía de hormigón postesado frente al hormigón armado

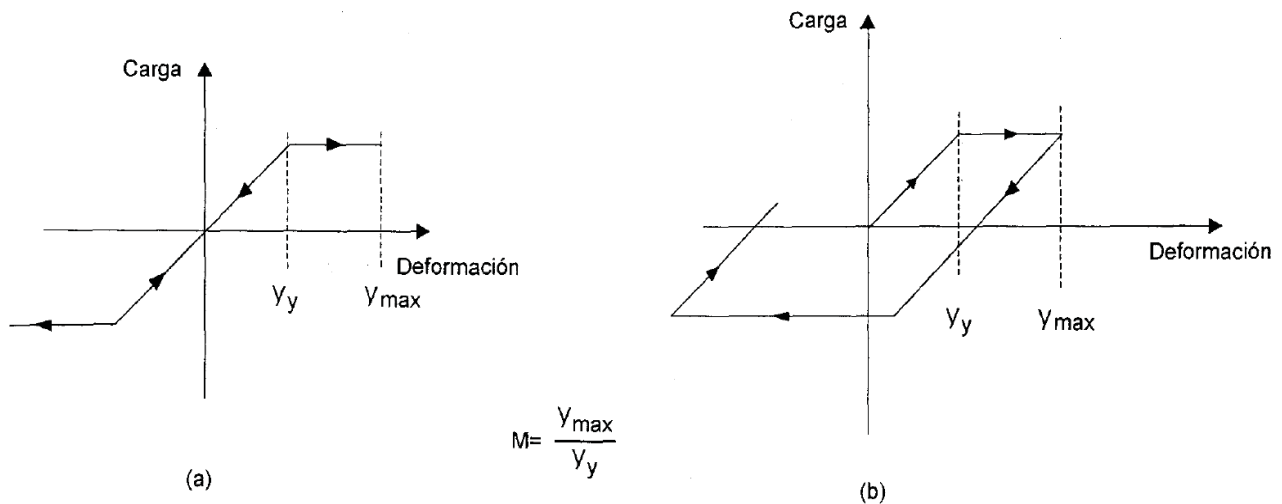


Figura 10. Idealización de curvas típicas carga-deformación
(a) Concreto presforzado, (b) Concreto reforzado

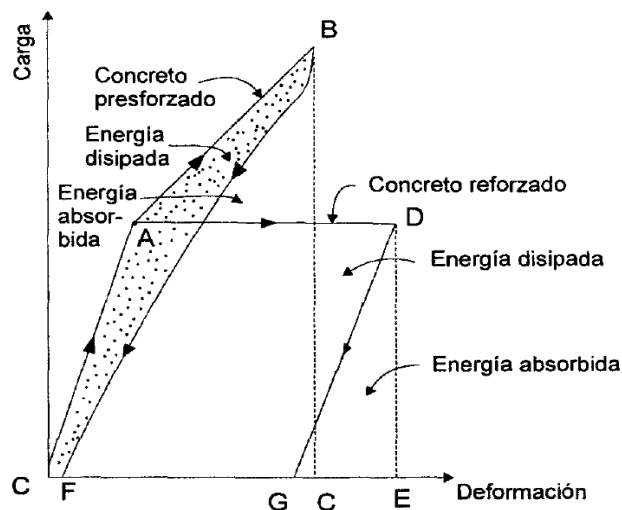


Figura 11. Idealización de curvas típicas de disposición de energía.

La energía absorbida es efectivamente comparable en miembros de concreto presforzado y reforzado pero la energía disipada es bastante menor en los miembros de concreto presforzado, lo cual representará que la respuesta en estos últimos bajo el sismo será mayor.

Fuente: *Curso sobre Diseño y Construcción Sismorresistente de Estructuras*,
Centro Nacional de Prevención de Desastres
Agencia de Cooperación Internacional del Japón
(Traducido en México)

DUCTILIDAD

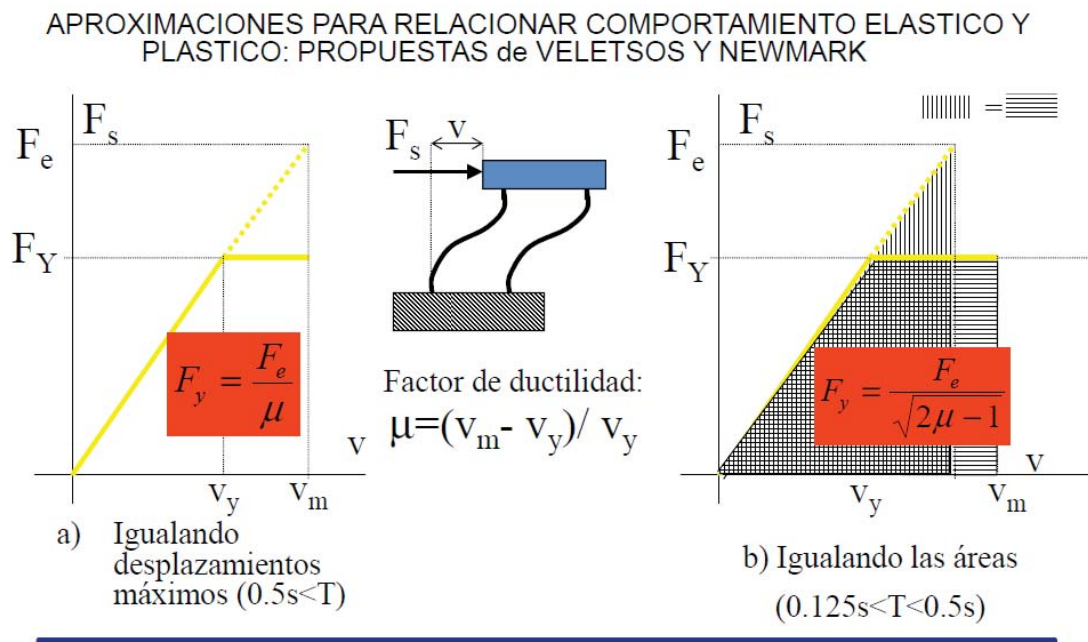
NCSE-02 presenta algunas particularidades a la hora de evaluar la reducción de fuerzas en función de la ductilidad que presente una estructura. La ductilidad, desde un punto de vista físico, es la capacidad de los materiales de deformarse en rango no-lineal sin sufrir una degradación sustancial de la capacidad resistente. Desde el punto de vista estructural se define como la relación entre la deformación última de rotura y la deformación plástica.

Por ello, para hallar el desplazamiento real de una estructura calculada en elástico hay que multiplicar el valor en régimen elástico por el grado de ductilidad considerado. Asegurar ductilidad significa, por tanto diseñar elementos que puedan llegar a alcanzar esa deformación última sin romperse.

Sin embargo, la fuerza que se deberá aplicar en términos energéticos se debería deducir de igualar la energía elástica almacenada en una estructura al aplicarle una fuerza F si el elemento estuviese siempre en régimen elástico con la suma de energías (elástica hasta la plastificación más plástica), si esta fuerza hubiese provocado la plastificación del elemento.

Por lo que, aunque siguiendo la norma se le aplique al edificio una reducción de la fuerza de 2, realmente el fundamento de esta reducción llevaría a reducciones de fuerza ligeramente diferentes.

A esa igualdad de energías corresponden estas gráficas:



Estrategias convencionales y avanzadas de proyecto sismorresistente

Conferencia sobre sismo impartida en la ETSAM, año 2016

Amadeo Benavent Climent

Dr. Arquitecto y catedrático de estructuras

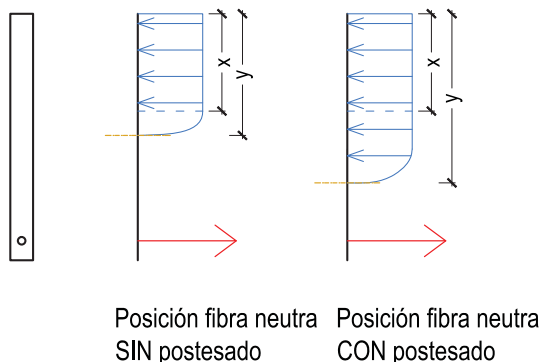
Universidad Politécnica de Madrid

Nótese que para periodos muy cortos, es decir edificios muy flexibles (usualmente de mucha altura), el final del comportamiento elástico se corresponde con el final del comportamiento plástico en términos de desplazamiento, debido a que se considera que la onda sísmica cambie de sentido antes de que el edificio alcance su desplazamiento máximo.

La aplicación de reducción por ductilidad conlleva el daño remanente de la estructura para que se lleve a cabo la disipación plástica. En edificios como este es razonable considerar la plastificación de algunos elementos, ya que de lo contrario el coste de la edificación podría verse significativamente incrementado.

DISIPACIÓN PLÁSTICA Y CONFINAMIENTO

Al considerarse un grado de ductilidad baja para las 3 direcciones de la estructura la reducción de la fuerza aplicada es pequeña y las condiciones de armado no muy estrictas. Los motivos que llevan a no considerar una ductilidad mayor son: la existencia de postesado en el sistema resistente primario, (y la dificultad asociada a este de evaluar la posición de la fibra neutra en las vigas de gran canto); la esbeltez de estas vigas, que supera lo establecido en norma como recomendaciones para situación sísmica ($b/h \leq 0.3$); y al hecho de apoyar vigas sobre vigas.

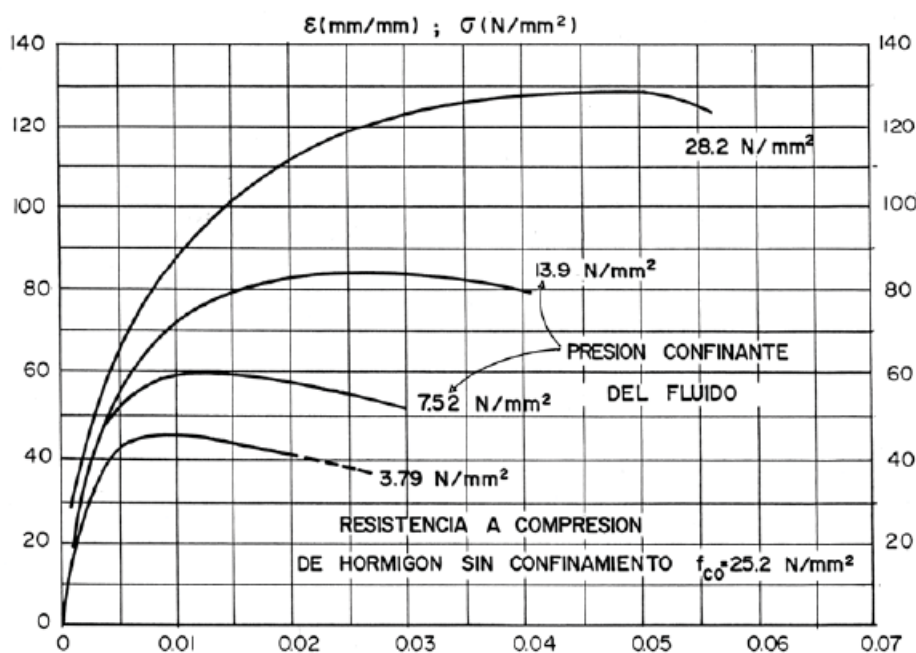


Una fibra neutra que involucre mucho hormigón puede provocar una rotura frágil por compresión del hormigón, en lugar de la rotura dúctil buscada, que disiparía energía mediante una deformación remanente del elemento si el fallo fuese por el acero.

$$\text{Trabajo plástico : } W_{pl} = F \cdot d = M \cdot \rho = \Delta E$$

Debido a esto, se decide que las rótulas plásticas se formen en la base de los muros. En el caso de los muros en L se tratarán como vigas, y se despreciará a cortante la existencia de compresión favorable sobre ellos debido a la existencia de tracción en su zona exterior.

En las zonas críticas de los muros, hasta el primer forjado, por ser prescriptivo para aceleraciones mayores a 0,16 g, se aumenta la cuantía de armado horizontal en forma de cercos en los extremos de los soportes para evitar posibles roturas frágiles por cortante. Este incremento en la cuantía de cercos contribuye favorablemente confinando el hormigón, lo cual como se ve en el gráfico provoca un aumento de la resistencia y deformación última del hormigón (aconsejable debido a que los hormigones de alta resistencia presentan valores de deformación última inferiores a los hormigones convencionales).



Curvas σ / ϵ en ensayos de compresión triaxial sobre probetas cilíndricas (Richart, 1928) Figura 30 (página 67).

Patología, reparación y refuerzo de estructuras de hormigón armado de edificación,
A. Del Río Bueno.

También se decide colocar cercos en las caras superior e inferior de las lajas de gran canto, para conseguir el mismo efecto favorable de confinamiento y disminuir asimismo la posibilidad de rotura por compresión del hormigón, ya que sería una rotura frágil.

En todo caso las longitudes de anclaje se aumentarán 10 diámetro de la barra respecto a lo definido por norma para cargas estáticas y se utilizan aceros soldables de alta ductilidad (B 500 SD).

PROYECTO POR CAPACIDAD

Esta filosofía de proyecto sísmico en Estados Límites Últimos está basada en proteger los elementos y regiones frágiles de la estructura, dándole una sobrerresistencia a adecuada respecto a los elementos dúctiles y potenciando los mecanismos de rotura dúctiles.

Se aplicarán estos criterios dando sobrerresistencia a los elementos frágiles, menos redundantes o cuyo colapso pueda provocar un fallo en cadena de la estructura.

Puesto que no es de aplicación el criterio de columna fuerte - viga débil se detallarán las decisiones tomadas con respecto a las sobrerresistencias de los elementos, favoreciendo, como se enuncia a lo largo del proyecto, la formación de las rótulas plásticas en los muros pantalla. Excepto en los muros en L por ser menos redundantes y cuya plastificación provoca daños más severos en la estructura.

A pesar de que estas medidas no aseguran poder prever la localización de las rótulas plásticas, dotar de una sobrerresistencia alta (1.5) a flexión en los muros en L en relación a la ausencia de ella en el resto de muros, como establece EN 1998, si que se facilita que las rótulas se formen en los muros considerados dúctiles.

La sobrerresistencia a cortante en ambos casos se mantiene alta (2).

EN 1998, 5.1.2. Términos y definiciones

Muro dúctil: Muro fijo en su base, de tal forma que se evita la rotación relativa de la base respecto al resto del sistema estructural, y que se proyecta y detalla para disipar energía mediante una zona de rótula plástica a flexión libre de aberturas o perforaciones grandes justo encima de su base.

EN 1998, 5.5.2.4 Muros dúctiles

5.5.24.2 Disposiciones especiales para muros bajos.

(1) Para aquellos muros sismorresistentes primarios con una relación altura-longitud h_w/l_w no mayor de 2,0, no hay necesidad de modificar los momentos flectores que resultan del cálculo. También se pueden despreciar los incrementos de cortante debidos a efectos dinámicos.

(2) El esfuerzo cortante V_{Ed} obtenido del análisis se debería mayorar según la siguiente ecuación:

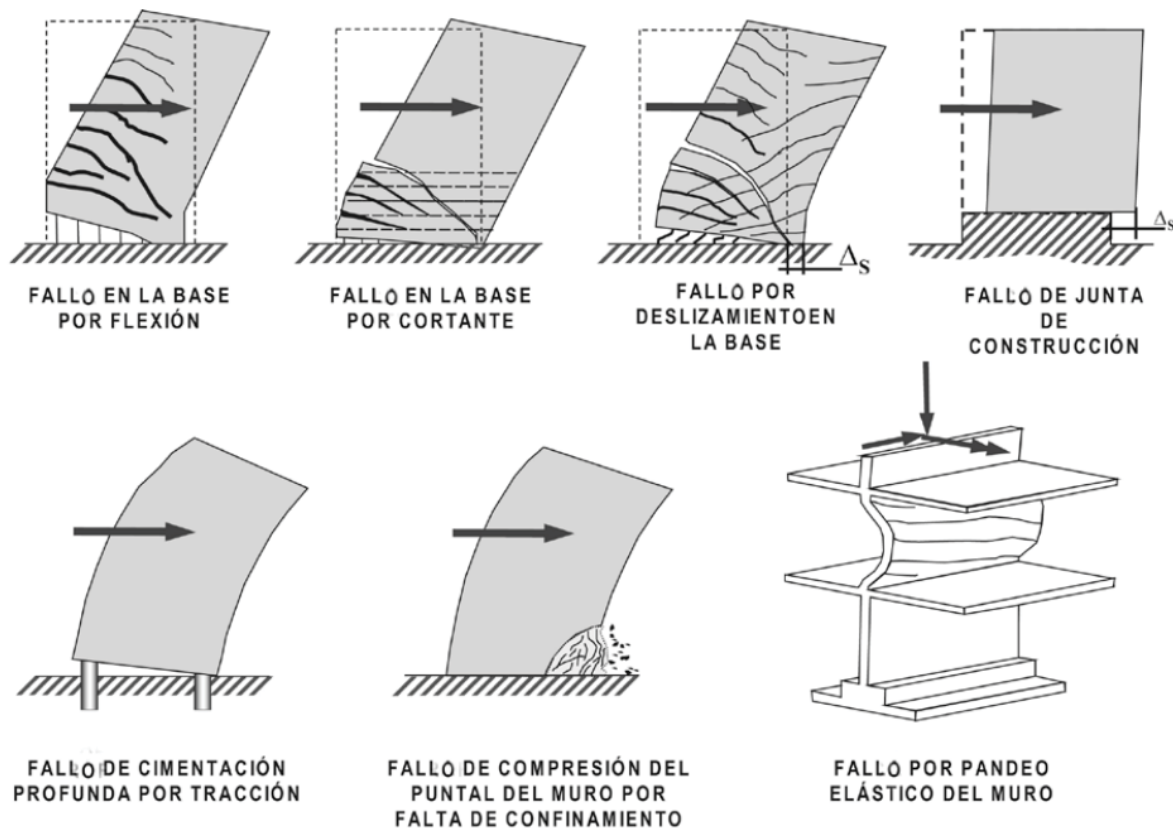
$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \left(\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right) \cdot V'_{Ed} \leq q \cdot V'_{Ed} \quad (5.26)$$

(Véase el punto (7) del apartado 5.5.2.4.1 para las definiciones y los valores de las variables).

Siendo "q", en este caso, la variable que define la reducción de la fuerza aplicada en función de la ductilidad de la estructura, que el NCSE 02 y EN 1998 hacen coincidir con el grado de ductilidad, según se ha indicado.

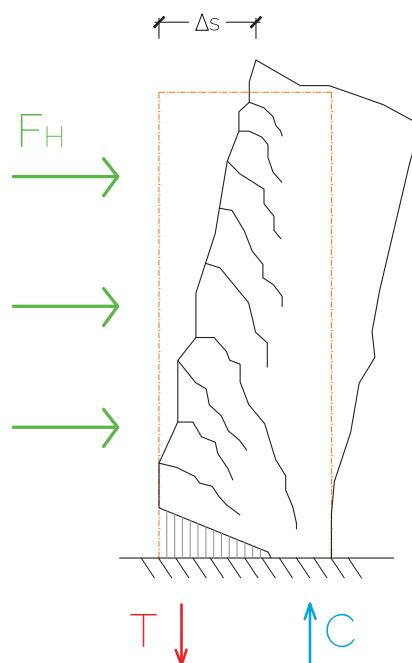
Formas de fallo de un muro: comprobaciones necesarias

Los muros se arman a sismo teniendo en cuenta estas posibles formas de fallo, y se busca que rompa por flexión del acero, por lo que no se sobredimensionan los perfiles empotrados en los muros, excepto en los muros en L porque su plastificación tiene mayores consecuencias globales.



Posibles formas de fallo de un muro frente a carga horizontal

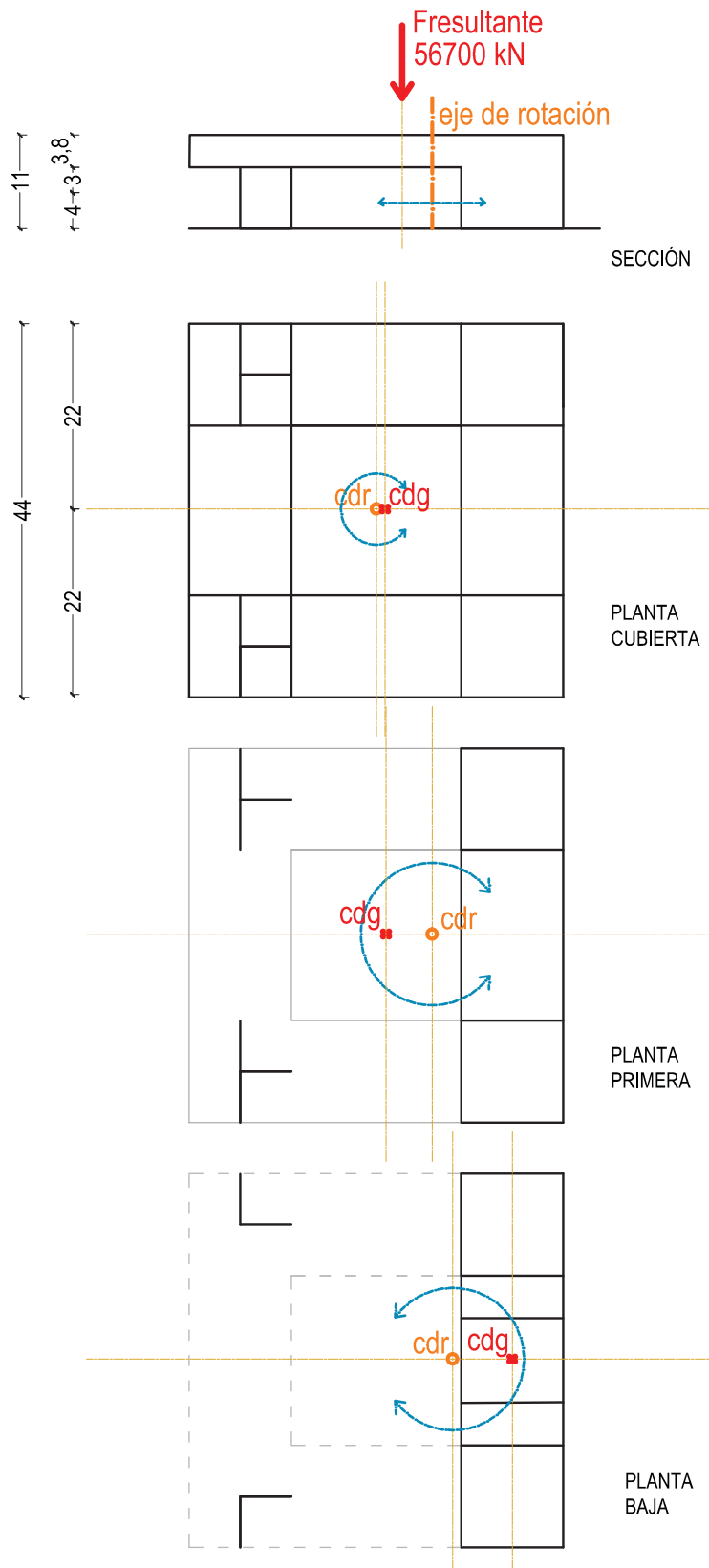
Cuando un muro falla por flexión, la plastificación de este comienza en su base y se propaga hasta cierta altura, a partir de lo cual se forma el mecanismo de colapso, y el resto del muro trabaja rotando como un cuerpo rígido alrededor de la articulación plástica. El fallo por flexión puede darse por cedencia del acero, que es lo preferible, o por compresión del hormigón, que representa un fallo frágil no deseable.



Fallo dúctil por flexión en un muro de HA: fallo deseado

CENTRO DE MASAS Y RIGIDECES DE LA ESTRUCTURA

Se tiene en cuenta que en la dirección horizontal de la planta siguiente, los centros de masas y rigideces del edificio no se encuentran en el centro del cuadrado de 44 x 44 m que describe el edificio en planta, como describe la figura; pero que se encuentran próximos entre sí, lo cual es deseable, ya que el momento torsor que produce el sismo es el producto de la fuerza sísmica (aplicada en el centro de masas) por la distancia al centro de rigidez (el giro se produce en torno al centro de rigidez o de rotación).



Resumen de resultados manuales de masas, centros de rigideces y de gravedad.

Se han calculado los centros de rigidez considerando la rigidez a cortante (área).

9.2. MODELADO Y ANÁLISIS GLOBAL DE LA ESTRUCTURA

9.2.1. MODELADO EN EL PROGRAMA INFORMÁTICO

MODELADO ESPACIAL

Se crea un modelo espacial que simule los elementos sismorresistentes primarios del edificio y se le aplican los espectros necesarios. Se realiza un análisis de tipo modal, al ser más adecuado debido a que no cumple los requisitos para considerarse regular ni en planta ni en alzado.

NCSE-02 (3.6.2.1. Modelo de estructura):

Se establecerá un modelo discreto, en general tridimensional, que considere los grados de libertad que mejor representen el comportamiento de la estructura real.

Mientras que EN-1998 (tabla 4.1 Consecuencias de la regularidad estructural en el análisis y cálculo sismorresistente) establece que para edificios sin regularidad ni en planta ni en alzado la simplificación del modelado es espacial y el tipo de análisis elástico lineal debe de ser modal.

Además, este código establece que el coeficiente de comportamiento debe de ser reducido, (esta reducción supondría un 0,8 sobre los valores de comportamiento (o ductilidad asignada). Puesto que se ha considerado un grado de ductilidad baja, en cualquier caso, esta reducción de la fuerza aplicada se considera cubierta.

Se utiliza el método dinámico, que consiste en determinar todas las posibles respuestas que pueda tener una estructura a partir de sus deformadas (modos) y sus respectivas frecuencias. La respuesta final será la combinación de todas las respuestas (combinación modal) a través de una especie de suma, en este caso cuadrática completa, por considerarse el acoplamiento de los modos (cada modo posee un factor de participación que depende de la masa y dirección del sismo).

ESPECTRO EN LAS 3 DIRECCIONES ORTOGONALES

Es necesario analizar el edificio aplicándole la carga de sismo en una dirección, y, al mismo tiempo, el 30% de la fuerza de sismo en la dirección perpendicular horizontal y la vertical. NCSE-02 establece las condiciones para las que los modelos deben incluir el espectro sísmico vertical por tener este especial relevancia en los resultados. Aunque esta no será especialmente vinculante puesto que los modos que generan flexión previsiblemente estarán cubiertos por el mayor coeficiente de seguridad que se da en situaciones habituales.

Criterio según NCSE-02 (C.2.6) Espectro de respuesta elástica para movimientos verticales.

El incremento de la carga vertical debido a la acción sísmica puede tener incidencia en elementos estructurales horizontales de gran luz, voladizos o vigas que soporten pilares. En el caso de elementos horizontales pretensados, una disminución de la carga vertical, originada por el sismo, podría llegar a dañarlos. En general, en edificios no es preciso tenerlo en cuenta.

EN-1998 da criterios en función de los mismos parámetros: elementos estructurales horizontales de gran luz (> 20 metros), voladizos horizontales de longitud superior a 5 metros, elementos pretensados horizontales, vigas que soportan pilares y aislamiento en la base. Pero supedita su aplicación a la aceleración vertical de cálculo en la estructura.

MODELADO DE LOS ELEMENTOS

Se han considerado varios modelos sísmicos, ya que la complejidad del edificio a resolver requiere medidas especiales con respecto a un edificio convencional de configuración regular en planta y alzado.

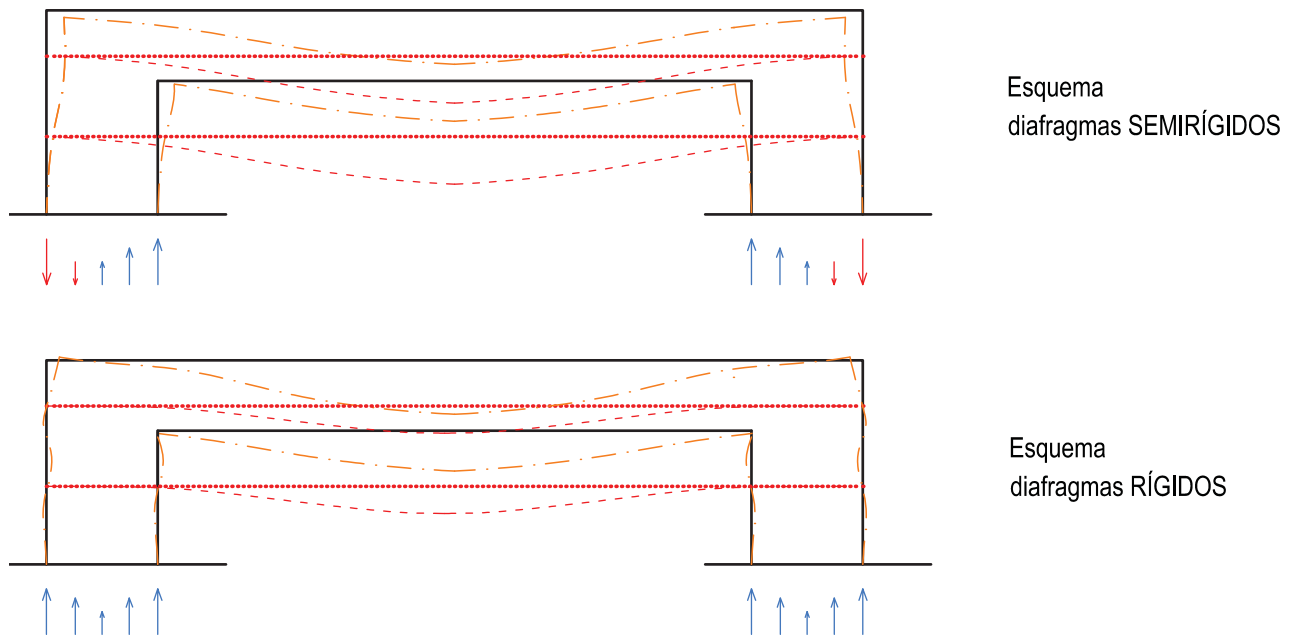
El modelo finalmente utilizado es un modelo realista, donde los elementos tienen posiciones similares a las reales y las cargas están aplicadas en sus correspondientes elementos superficiales (para evitar concentraciones de cargas que podrían provocar otros modelos, lo cual provocaría también concentraciones de fuerzas en las lajas).

EHE 08 (Anejo 10, 6.7 Diafragmas horizontales establece criterios de esbeltez en planta para poder modelar un forjado como diafragma rígido: siempre que la relación entre la dimensión menor y la mayor del diafragma en planta sea igual o menor a 4 pueden considerarse como elementos infinitamente rígidos en su plano.

Mientras que EN-1998 establece criterios relacionados con la deformación: se pueden considerar diafragmas rígidos los forjados si modelados con la flexibilidad real en su plano, sus desplazamientos horizontales no superan en ningún punto en más del 10 % a los resultantes de la hipótesis de diafragma rígido para la situación sísmica de cálculo.

En este edificio no es posible considerar diafragmas rígidos los forjados, pues provoca una alteración de las reacciones de tracción en la base de los muros en L. Estas se convierten en compresiones al verse impedida la deformación horizontal de los diafragmas,

Los diafragmas rígidos únicamente se desplazan en su propio plano.



Esquemas representativos de las diferencias en las reacciones en la base al considerar diafragmas rígidos o semirrígidos con la rigidez a continuación detallada.

RIGIDEZ DE LOS ELEMENTOS

Del lado de la seguridad se ha considerado como rigidez axial de las prelosas la correspondiente a 16 cm, pues en las zonas donde se encuentran los bloques aligerados el área es menor. Por otro lado, se ha considerado que las prelosas y las vigas están con su centro de gravedad en el mismo punto, lo cual resta demasiada inercia al conjunto con respecto a su posición real. Estando ya representada la pérdida de rigidez a flexión en la rigidez considerada de la prelosa se le aplican coeficientes correctores a la inercia de las vigas para que su rigidez a flexión sea más parecida al comportamiento de viga mixta.

EN- 1998 (4.3.1) Análisis estructural, Modelado.

(6) En edificios de hormigón, en edificios mixtos de hormigón y acero, y en edificios de fábrica, las rigideces de los elementos resistentes deberían evaluarse, en general, teniendo en cuenta el efecto de la fisuración. Dicha rigidez debería corresponder al inicio de la plastificación de la armadura.

(7) A menos que se desarrolle un método más preciso de análisis de los elementos fisurados, las propiedades de la rigidez elástica a flexión y a cortante de los elementos de hormigón y de fábrica pueden tomarse iguales a la mitad de la rigidez correspondiente a los elementos sin fisurar.

Por lo tanto, la prelosa se modela como una losa maciza de 16 cm a flexión (se ha calculado la rigidez a flexión a la que equivale la prelosa sin fisurar en comparación con una sección maciza de hormigón y equivale a un canto de 22 cm).

Relación de inercias a flexión:

- Inercia prelosa sin fisurar = Losa maciza de canto 22 cm = $88/34 = 2.6$ inercia losa maciza 16 cm.

Se ha considerado la rigidez bruta de los muros en L debido a que, a pesar de que la fisuración puede reducir notablemente su inercia, la presencia de los perfiles metálicos la aumenta en la zona donde es más probable la fisuración.

TIPO DE COMBINACIÓN MODAL: COMBINACIÓN CUADRÁTICA COMPLETA (CQC).

Se realiza un análisis de tipo CQC ya que considera tanto el acoplamiento entre los modos como el amortiguamiento modal.

$$(CQC) : R_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^q \sum_{j=1}^q R_{i,max} \rho_{ij} R_{j,max}}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8(h_i h_j)^{1/2} (h_i + \gamma h_j)^{3/2}}{(1 - \gamma^2)^2 + 4h_i h_j \gamma (1 + \gamma^2) + 4(h_i^2 + h_j^2) \gamma^2} \text{ co } \gamma = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

THE CQC METHOD OF MODAL COMBINATION

DYNAMIC ANALYSIS USING RESPONSE SPECTRUM: SEISMIC LOADING

The most conservative method that is used to estimate a peak value of displacement or force within a structure is to use the sum of the absolute of the modal response values. This approach assumes that the maximum modal values, for all modes, occur at the same point in time.

Another very common approach is to use the Square Root of the Sum of the Squares, SRSS, on the maximum modal values in order to estimate the values of displacement or forces. The SRSS method assumes that all of the maximum modal values are statistically independent. For three dimensional structures, in which a large number of frequencies are almost identical, this assumption is not justified.

Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures
A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering,
Edward L. Wilson
Professor Emeritus of Structural Engineering
University of California at Berkeley

TIPO DE COMBINACIÓN DE ESPECTROS: COMBINACIÓN CUADRÁTICA COMPLETA (CQC3).

Los espectros, al tener diferentes direcciones, se combinan según el método desarrollado por SAP2000 "CQC3" que busca el máximo efecto de la combinación de la misma función espectral con diferentes valores en direcciones ortogonales

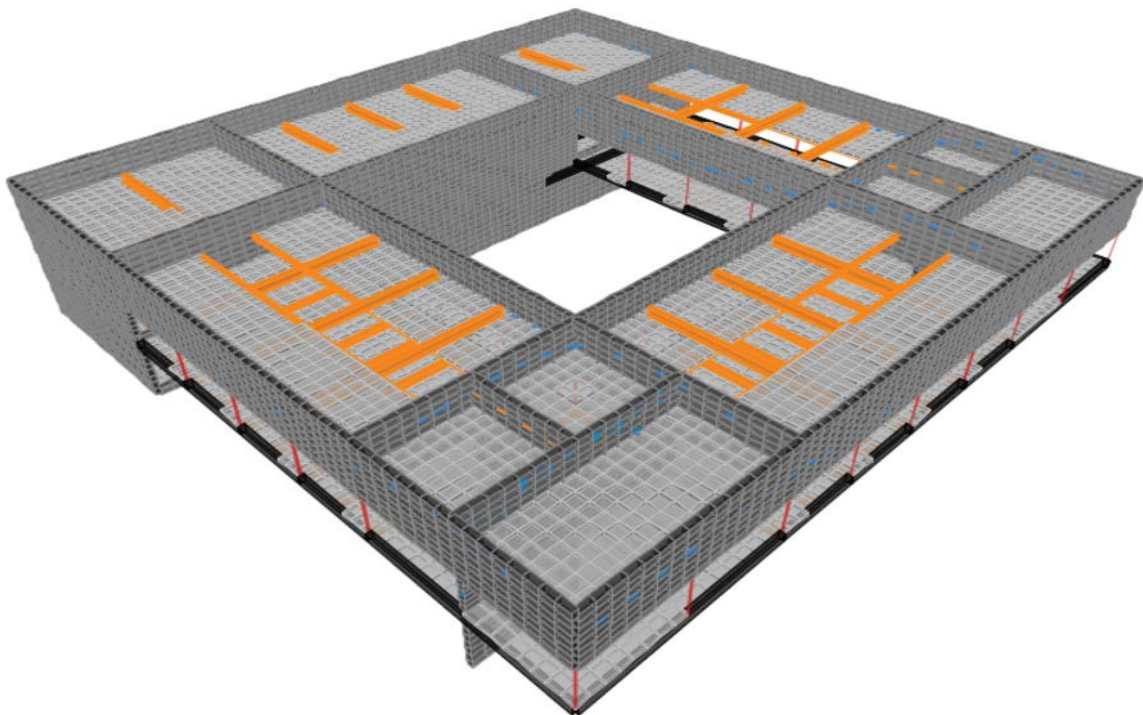
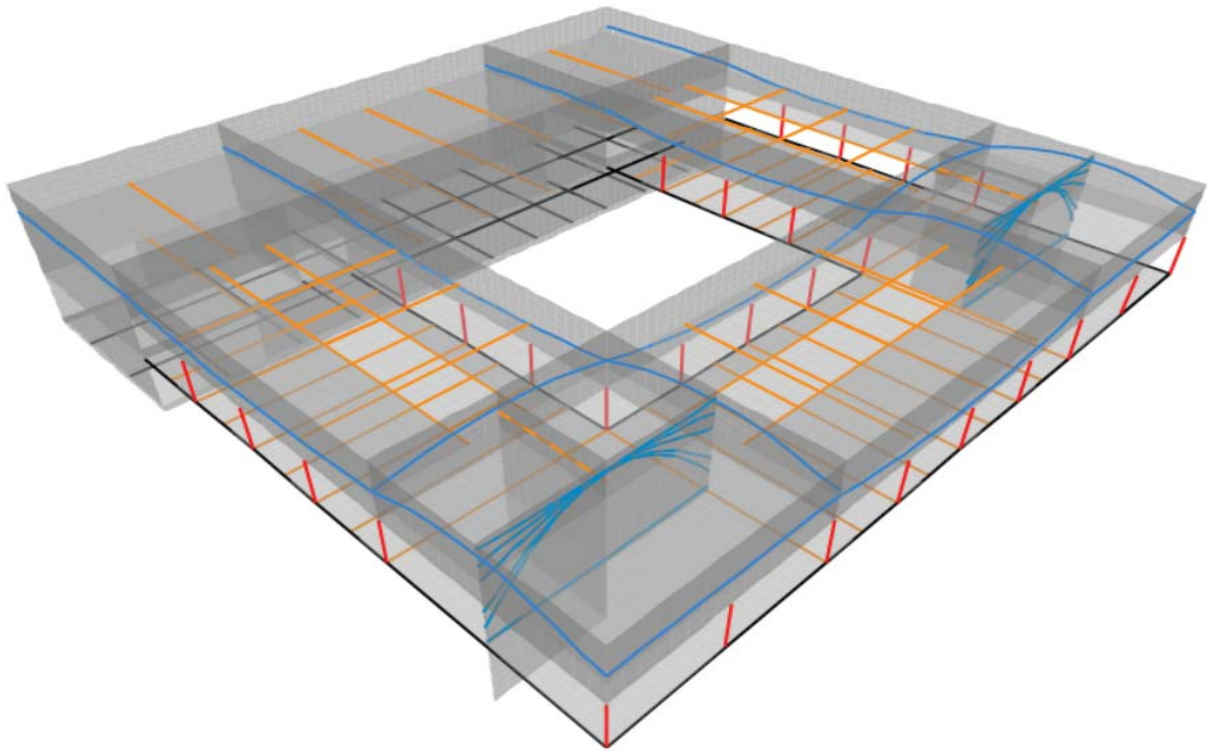
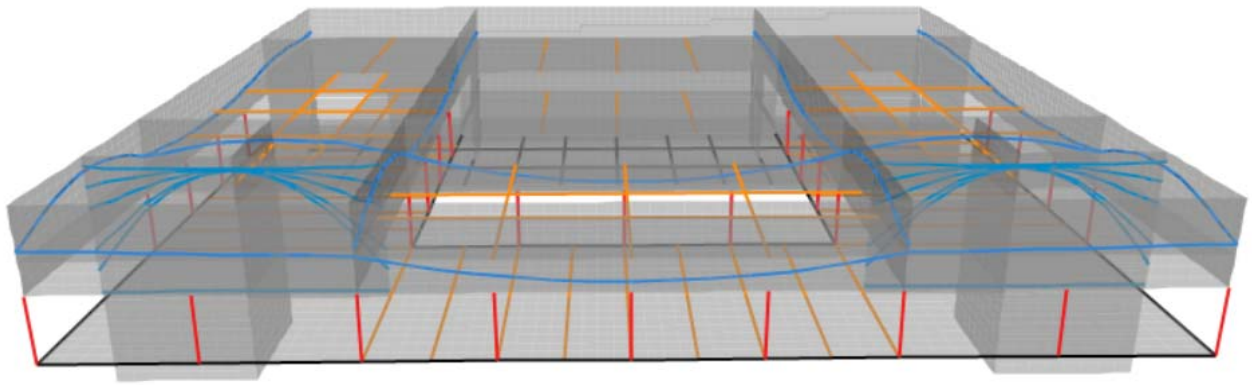
CQC3 - An extension of the SRSS method for finding the maximum response when the horizontal (U1 and U2) directions of loading use the same response spectrum function but have different scale factors. The critical angle of loading is determined automatically independent of the angle specified for the loading. The vertical response is combined with the maximum horizontal response using the SRSS method. If different response-spectrum functions are used for U1 and U2, the results must be interpreted carefully by the engineer.

Fuente: http://docs.csiamerica.com/help-files/etabs/Menus/Define/Load_Cases/Response_Spectrum.htm

EFFECTOS ACCIDENTALES DE TORSIÓN

Para considerar los efectos accidentales de la torsión, tanto EN -1998 como NCSE-02 determinan un criterio equivalente, que es necesario considerar un momento producto de aplicar una excentricidad igual a 0,05 L_i (4.3.2. EN-1998) o 1/20 L_i (Capítulo III, 3.2. NCSE-02) .[0,05 = 1/20].

No es válida la simplificación de aumentar los espectros por un coeficiente por no cumplir los requisitos necesarios de distribución homogénea de soportes y de masas.

MODELADO FINAL

Modelado sísmico utilizado para el cálculo

9.2.2. ANÁLISIS MEDIANTE INTRODUCCIÓN DIRECTA DEL ESPECTRO

MASA SÍSMICA

Masa total en combinación sísmica estimada manualmente:

- Se define "mass source", masa sísmica involucrada, introduciendo la carga permanente y el 60% de la variable; esto servirá para calcular el periodo y la frecuencia de los varios modos de vibrar del edificio.
- Se comprueba manualmente que los resultados sean válidos.

PLANTA CUBIERTA	kN	ψ_2
Peso propio lajas y muros	10970	
Elementos estructurales	6006	
Elementos constructivos	6622	
Instalaciones	530	
Uso	1540	0.0

TOT. En comb **24128**

PLANTA PRIMERA	kN	ψ_2
Peso propio lajas y muros	6030	
Elementos estructurales	6160	
Elementos constructivos	4620	
Cerramiento pesado	1344	
Uso	5680	0.6

TOT. En comb **23834**

PLANTA BAJA	kN	ψ_2
Peso propio lajas y muros	4500	
Elementos estructurales	2491	
Elementos constructivos	1060	
Uso	1139	0.6

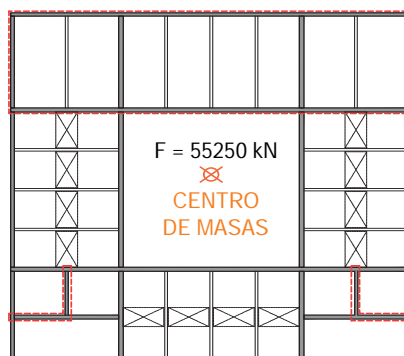
TOT. En comb **8734**

TOT. COMBINACIÓN ACCIDENTAL 56696 kN

Masa total en combinación sísmica considerada por el programa: 55 243 kN (Fz).

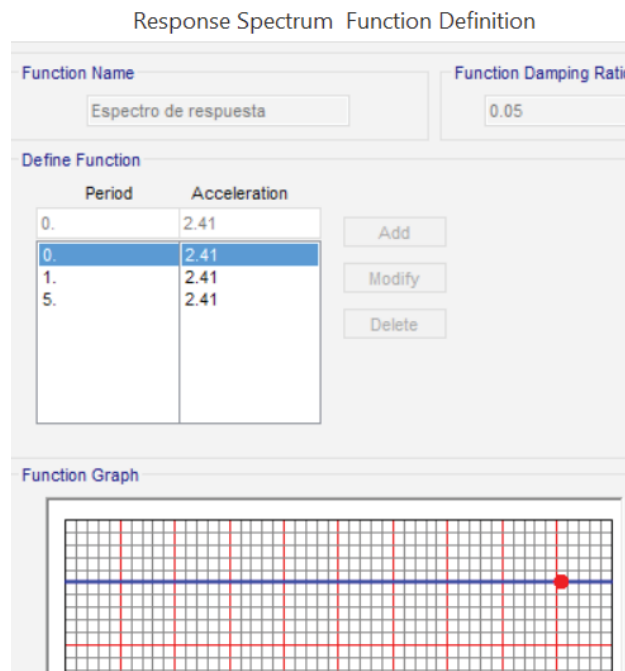
Units: As Noted		Base Reactions			
Filter:					
OutputCase Text	CaseType Text	GlobalFZ KN	XCcentroidFZ m	YCentroidFZ m	
SS SISMO masa sísmica	Combination	55243.092	22.21809	24.12968	

El programa también suministra información acerca del centroide de las reacciones debidas a la carga considerada en combinación sísmica.



ESPECTRO SÍSMICO.

Se realiza el análisis mediante un espectro personalizado, al que se le da de valor constante el valor de la meseta, (pues se ha comprobado en cálculos anteriores que el programa SAP2000 da valores de periodo más altos que la norma, lo cual podría reducir la aceleración a aplicar). Este caso se basa en la introducción de una masa y una aceleración (a través del espectro sísmico).



El proceso de introducción sería el siguiente:

- Definición del modelo, cargas, patrones de carga y combinaciones como para cualquier análisis.
- Definición de la masa involucrada en la acción sísmica y sustitución a la predefinida por defecto por la nueva :

DEFINE > MASS SOURCE > ADD NEW MASS SOURCE

Se marca únicamente la opción: SPECIFIED LOAD PATTERN

Y se especifican las masas involucradas que son las definidas por la combinación sísmica en ELU:

1 * "CARGAS PERMANENTES" (tipo DEAD)

0,6 * CARGAS VARIABLES (tipo LIVE)

- Definición de dos patrones de carga sísmica (sin un espectro normativo ya que se define uno personalizado): sismo en una dirección y en la otra.

LOAD PATTERN> ADD NEW LOAD PATTERN

Sx- QUAKE - None

Sy- QUAKE - None

- Definición de la función espectral como una recta en la meseta, con un valor alto de periodo límite y una aceleración corregida por el amortiguamiento y la ductilidad:

$$\text{Aceleración} = \alpha \cdot v / \mu \quad a_c = 2.5 \cdot 1.09 / 2 \cdot 0.18 \cdot g = 2.41 \text{ m/s}^2$$

DEFINE> FUNCTION> ADD NEW FUNCTION

Period	0	3
Acceleration	2.41	2.41

No se modifica el amortiguamiento del programa pues ya se ha introducido en la ecuación del espectro.

Cálculo manual detallado:

PERIODO

m MASA SISMICA **5779444** kg

NCSR-02

n° plantas sin contar baja 2
H edificio sobreesante 11 m
B 6 m

Dimensión de las pantallas rigidizadoras, o de los planos triangulados, en el sentido de la oscilación, en metros

L 44 m

Dimensión en planta de la edificación, en el sentido de la oscilación, en metros

Pórticos de h.a. con la colaboración de pantallas rigidizadoras

T_F **0.11** s

EC8

Pórticos espaciales de acero resistentes a flexión

C_t 0.085
H edificio 11 m
T₁ **0.51** s

COEFICIENTES

a_b Aceleración básica 0.14 g
K Coef. de contribución 1.30
C Terreno 1.66
p Coef. de riesgo 1.00

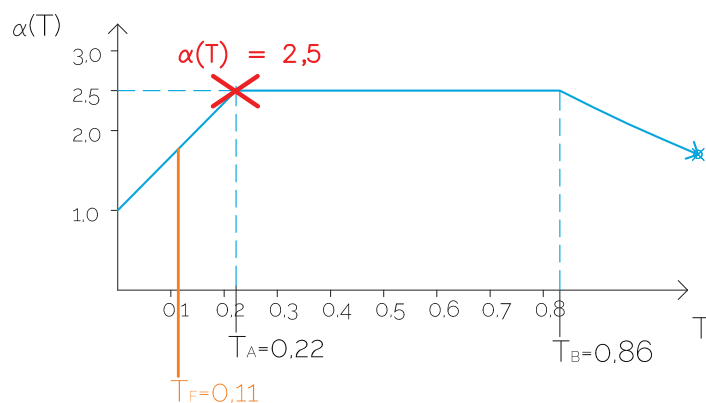
S Coeficiente de amplificación del terreno **1.28**

a_c ACCELERACIÓN DE CALCULO **0.18** g

ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO

T_A 0.22 s
T_B 0.86 s
T Periodo 0.11 s

T < T_A α(T) = 1.78
T_A ≤ T ≤ T_B α(T) = 2.50
T > T_B α(T) = 19.16



CON AMORTIGUAMIENTO

Ω Amortiguamiento 4.00 %
v Modificador en función del amortiguamiento 1.09

El espectro de referencia tiene un 5 % de amortiguamiento respecto al crítico

μ DUCTILIDAD 2
β 0.55

a_c ACCELERACIÓN EN LA ESTRUCTURA 0.25 g
2.41 m/s²

S_{ik} 0.25 -

COMBINACIÓN DE ESPECTROS.

- Definición de los casos de carga sísmica, dándole el valor de la masa y la aceleración mediante el espectro:

LOAD CASES >

S_x > RESPOND SPECTRUM > MASS > masa sísmica

Load Type : Accel (aceleración)

U1 · 1

U2 · 0.3

U3 * 0.3* 0.7

S_y > RESPOND SPECTRUM > MASS > masa sísmica

Load Type : Accel (aceleración)

U1 · 0.3

U2 · 1

U3 * 0.3* 0.7

S_z > RESPOND SPECTRUM > MASS > masa sísmica

Load Type : Accel (aceleración)

U1 · 0.3

U2 · 0.3

U3 * 0.7

Capítulo 2.6 NCSE 02

El espectro vertical es el 70 % del espectro horizontal.

En todos los casos se introduce una excentricidad de aplicación de la carga en los diafragmas del 5 %.

Las combinaciones se crean de tipo CGC, ya que puede haber modos de vibrar parecidos y de esta forma se considera el acoplamiento entre los modos.

Y una combinación direccional de tipo CQC3. Aunque, en una comparativa de resultados entre el método CQC3 y el SRSS se observa que la diferencia en los cortantes basales en los muros en L no es especialmente relevante: estos difieren en 100 kN con respecto a unos 2000 kN (estando el método SRSS del lado de la inseguridad)

Además se crea una combinación donde solo se considere como masa sísmica la carga permanente, tanto para que genere una fuerza menor al combinarla con el espectro de respuesta elástico debida al sismo, como para que en los pilares el axil sea menor; pues esto permitirá evaluar en que relación se reduce el axil (favorable en la resistencia a cortante) con respecto a la disminución del cortante producto de la fuerza sísmica horizontal.

Y también por si en las zonas en tracción se produce una situación peor en alguna combinación.

S_x solo permanente > RESPOND SPECTRUM > MASS > masa permanente

Load Type : Accel (aceleración)

U1 · 1

U2 · 0.3

U3 * 0.3* 0.7

El espectro vertical es el 70 % del espectro horizontal, Capítulo 2.6 NCSE 02

S_y solo permanente > RESPOND SPECTRUM > MASS > masa permanente

Load Type : Accel (aceleración)

U1 · 0.3

U2 · 1

U3 * 0.3* 0.7

Ordenes internas al programa:

Sx

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name
Sx Set Def Name Modify/Show...

Notes

Load Case Type
Response Spectrum Design...

Modal Combination
☒ CQC
☐ SRSS
☐ Absolute
☐ GMC
☐ NRC 10 Percent
☐ Double Sum
 GMC f1: 1.
 GMC f2: 0.
 Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination
☐ SRSS
☒ CQC3
☐ Absolute
 Scale Factor:

Mass Source
Previous (Masa sísmica)

Diaphragm Eccentricity
 Eccentricity Ratio: 5
 Override Eccentricities: Override...

Modal Load Case
 Use Modes from this Modal Load Case: MODAL
☒ Standard - Acceleration Loading
☐ Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Espectro de res	1.
Accel	U1	Espectro de res	1.
Accel	U2	Espectro de res	0.3
Accel	U3	Espectro de res	0.21

Add Modify Delete

☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters
 Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

OK

Sy

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name
Sy Set Def Name Modify/Show...

Notes

Load Case Type
Response Spectrum Design...

Modal Combination
☒ CQC
☐ SRSS
☐ Absolute
☐ GMC
☐ NRC 10 Percent
☐ Double Sum
 GMC f1: 1.
 GMC f2: 0.
 Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination
☐ SRSS
☒ CQC3
☐ Absolute
 Scale Factor:

Mass Source
Previous (Masa sísmica)

Diaphragm Eccentricity
 Eccentricity Ratio: 5
 Override Eccentricities: Override...

Modal Load Case
 Use Modes from this Modal Load Case: MODAL
☒ Standard - Acceleration Loading
☐ Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	Espectro de res	1.
Accel	U2	Espectro de res	1.
Accel	U3	Espectro de res	0.21
Accel	U1	Espectro de res	0.3

Add Modify Delete

Sz

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name Sz Set Def Name		Notes Modify/Show...		Load Case Type Response Spectrum Design...																					
Modal Combination <input checked="" type="radio"/> CQC <input type="radio"/> SRSS <input type="radio"/> Absolute <input type="radio"/> GMC <input type="radio"/> NRC 10 Percent <input type="radio"/> Double Sum		GMC f1 1. GMC f2 0. Periodic + Rigid Type SRSS		Directional Combination <input type="radio"/> SRSS <input checked="" type="radio"/> CQC3 <input type="radio"/> Absolute Scale Factor																					
Modal Load Case Use Modes from this Modal Load Case MODAL <input checked="" type="radio"/> Standard - Acceleration Loading <input type="radio"/> Advanced - Displacement Inertia Loading				Mass Source Previous (Masa sísmica)																					
				Diaphragm Eccentricity Eccentricity Ratio 5 Override Eccentricities Override...																					
Loads Applied <table border="1" style="width: 100%;"> <thead> <tr> <th>Load Type</th> <th>Load Name</th> <th>Function</th> <th>Scale Factor</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Accel</td> <td>U1</td> <td>Espectro de</td> <td>0.3</td> </tr> <tr> <td>Accel</td> <td>U1</td> <td>Espectro de res</td> <td>0.3</td> </tr> <tr> <td>Accel</td> <td>U2</td> <td>Espectro de res</td> <td>0.3</td> </tr> <tr> <td>Accel</td> <td>U3</td> <td>Espectro de res</td> <td>0.7</td> </tr> </tbody> </table> <div style="text-align: right;"> Add Modify Delete </div>						Load Type	Load Name	Function	Scale Factor	Accel	U1	Espectro de	0.3	Accel	U1	Espectro de res	0.3	Accel	U2	Espectro de res	0.3	Accel	U3	Espectro de res	0.7
Load Type	Load Name	Function	Scale Factor																						
Accel	U1	Espectro de	0.3																						
Accel	U1	Espectro de res	0.3																						
Accel	U2	Espectro de res	0.3																						
Accel	U3	Espectro de res	0.7																						
<input type="checkbox"/> Show Advanced Load Parameters																									

A lo anteriormente mencionado habría que añadir las combinaciones con unicamente carga permanente.

- Definición de una envolvente de esfuerzos que comprenda todas las combinaciones de carga sísmica:

DEFINE > LOAD COMBINATION > ADD NEW LOAD COMBINATION> "Envolventes": Type: ENVELOPE

- Cálculo de las solicitaciones y esfuerzos:

RUN ANALYSIS

- Selección de la solicitación que se desee conocer o DEFORMED SHAPE > MODAL en caso de buscar los periodos de oscilación de la estructura.

VALIDACIÓN DE LA UTILIZACIÓN DEL PROGRAMA

Adicionalmente, se comprueba que haya creado correctamente las torsiones.

$$\text{Torsión} = F_{\text{sísmica}} \cdot \text{distancia cdg-cdr}$$

Para ello, se crea un modelo a pequeña escala fácil de controlar y donde los centros de masas y de rigidez sean perfectamente conocidos. A éste se le aplican dos situaciones una en la que no se considera excentricidad en los diafragmas, y otra en la que los diafragmas tengan una excentricidad predefinida. (Las imágenes superiores pertenecen a la forma de calcular el modelo con la excentricidad definida en los códigos: 5 %).

Estas son las indicaciones que da el programa acerca del uso de este comando:

-Diaphragm Eccentricities : The diaphragm eccentricity option has meaning only if the model has diaphragms. SAP2000 ignores eccentricities where diaphragms are not present. Where diaphragms are present, SAP2000 calculates a maximum width of the diaphragm perpendicular to the direction of the seismic loading. This width is calculated by finding the maximum and minimum X or Y coordinates (depending on direction of load considered) of the points that are part of the diaphragm constraint and determining the distance between these maximum and minimum values. After the appropriate diaphragm width has been determined, SAP2000 applies a moment that is equal to the specified percent eccentricity times the maximum width of the diaphragm perpendicular to the direction of the seismic loading times the total lateral force applied to the diaphragm. This moment is applied about the diaphragm center of mass to account for the eccentricity.

-Flexible or semi-rigid diaphragms may be modeled in SAP2000 by using area objects to explicitly model the floor slab.

Se comprueba que los diafragmas semirrígidos no aportan una rigidez adicional ni a axil ni a flexión a la definida en las losas.

Y se modelan las rigideces que se indican en la normativa de referencia EN 1998, ya que, en la de aplicación NCSE-02 no se incluye ninguna especificación más al respecto.

EN 1998 4.3.3.3 Efectos de la torsión:

Siempre que se utilice un modelo espacial para el análisis, los efectos accidentales de la torsión indicados en el punto (1) P del apartado 4.3.2., pueden determinarse como la envolvente de los efectos resultantes de la aplicación de las cargas estáticas, consistente en una serie de momentos de torsión M_{ai} respecto al eje vertical de cada planta i .

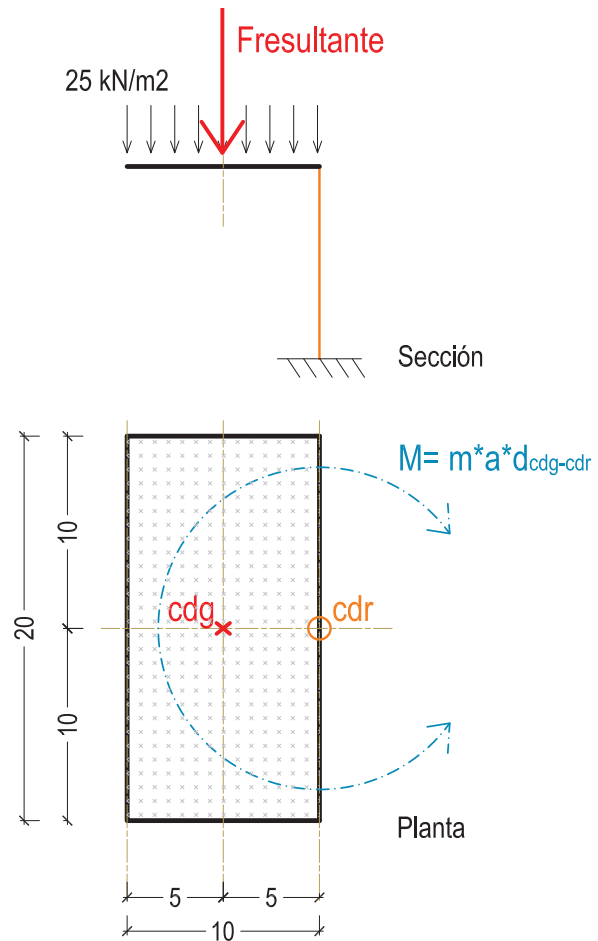
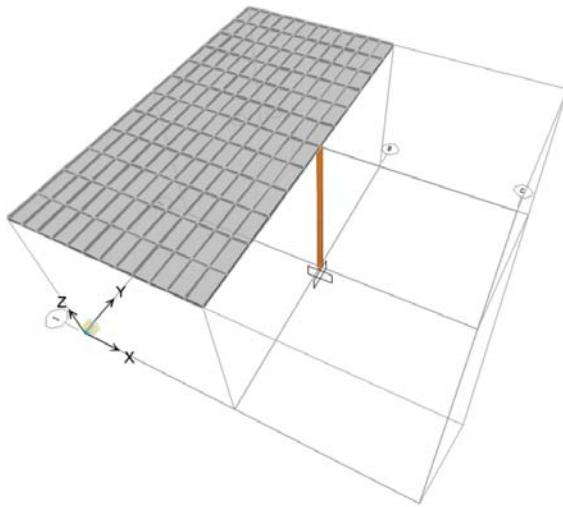
$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i$$

M_{ai} es el momento de torsión aplicado a la planta i respecto a su eje vertical.

e_{ai} es la excentricidad de la masa de la planta i , de acuerdo con la ecuación (4.3), para todas las direcciones consideradas;

F_i es la fuerza horizontal que actúa sobre la planta i , obtenida a partir del apartado 4.3.2.3., para todas las direcciones consideradas.

Modelo de validación



- Se anulan los pesos propios.
- Carga uniformemente distribuida: 25 kN/m²
- $F_v = 5000 \text{ kN}$
Fuerza vertical total: $25 \text{ kN/m}^2 \cdot 10 \text{ m} \cdot 20 \text{ m} = 5000 \text{ kN}$
- Aceleración del espectro introducida: 5 m/s²
- $F_h = 2548 \text{ kN}$
Fuerza horizontal total con el 100% de la masa involucrada = $m \cdot a = 5000 \text{ kN} \cdot 5 \text{ m/s}^2 / 9.81 \text{ m/s}^2 = 2548 \text{ kN}$
- Se introduce un único modo de oscilación que involucra las siguiente masas ($T_{\text{fundamental}} = 1213 \text{ s}$).
Ratio de participación modal en cada grado de libertad.
 - Masa dirección Ux < 1 %
 - Masa dirección Uy = 37.5 %
 - Masa dirección Uz < 1 %

- Ratios de participación suma de los modos en cada dirección en función del tipo de análisis:

OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	8.876E-13	3.401E-16
MODAL	Acceleration	UY	99.1238	37.5819
MODAL	Acceleration	UZ	6.426E-13	1.887E-16

Es coherente el resultado, pues el ratio de participación dinámica se corresponde con el único grado de libertad considerado. Se pretende analizar únicamente la dirección Y, ya que acotando el problema se obtienen resultados más fáciles de verificar.

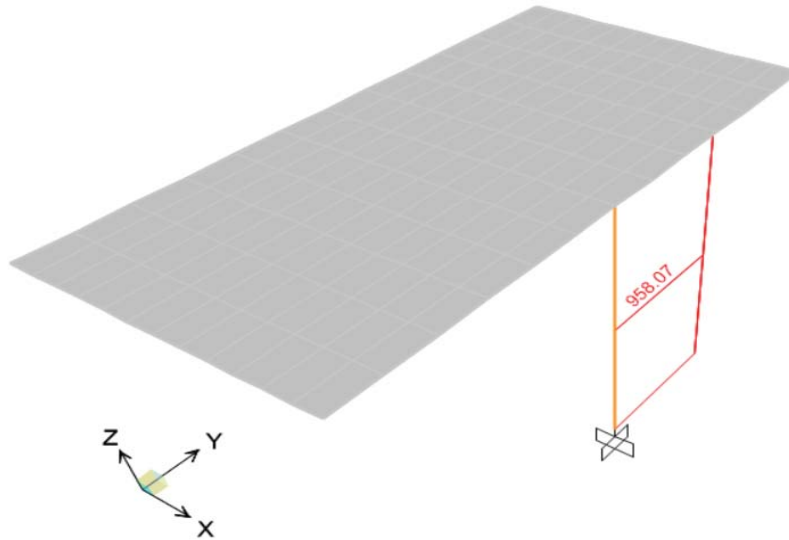
***Note: The dynamic participation ratio for an acceleration load is exactly the same as the mass participation ratio.
For acceleration loads, a static correction mode is exactly the same as a "residual-mass" or "missing-mass" mode. Calculating a static correction mode does not guarantee that the mass participation ratio is 100%, only that the missing high-frequency modes have been captured statically.

Fh dinámica Uy (cortante basal Vy)

- Cálculo manual: $F_h \text{ dinámica } U_y = 2548 \cdot 0.375 \text{ kN} = 955 \text{ kN}$
Sin considerar factor de participación inercial en torsión
- SAP 2000 = 958 kN

Mismos resultados en las fuerzas horizontales, luego los cortantes son los derivados de utilizar las propiedades dinámicas de la estructura.

Combinación Sy
Cortante dirección Y

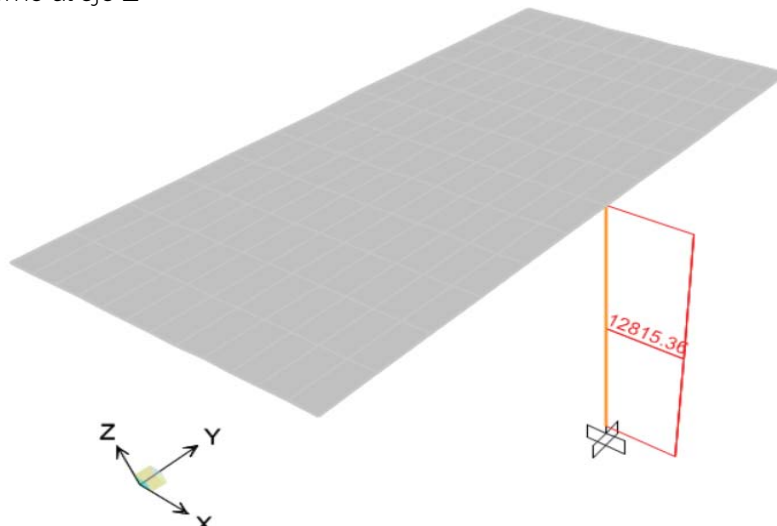


Momento torsor sin excentricidad

- Cálculo manual: $M_z = F_h \text{ dinámica } U_y \cdot \text{distancia cdm-cdr} = 955 \cdot 5 \text{ m} = 4775 \text{ kNm}$
- SAP 2000 = 12815 kN.

Diferentes resultados, probablemente debido a que el programa está considerando un factor de participación modal dinámico para el momento en torno a M_z que sería 0.62 (rotación). Aunque, si se considera la masa y la fuerza estática involucrada (99% de la total), se comprueba que el resultado es muy similar al proporcionado por el programa: $2548 \cdot 5 \text{ m} = 12740 \text{ kNm}$. Esta diferencia está del lado de la seguridad. (Usualmente los programas de cálculo y dimensionado, por ejemplo CYPECAD lo hacen del lado de la seguridad).

Combinación Sy
Torsión en torno al eje Z



Momento torsor unicamente debido a la excentricidad = 5%

- Cálculo manual: $M_z = F_h \text{ dinámica } U_y \cdot 0.05 \cdot L_{\text{máx}} \text{ diafragma en el sentido perpendicular} = 955 \cdot 0.05 \cdot 10 \text{ m} = 477 \text{ kNm}$
- SAP 2000 = 1320 kN.

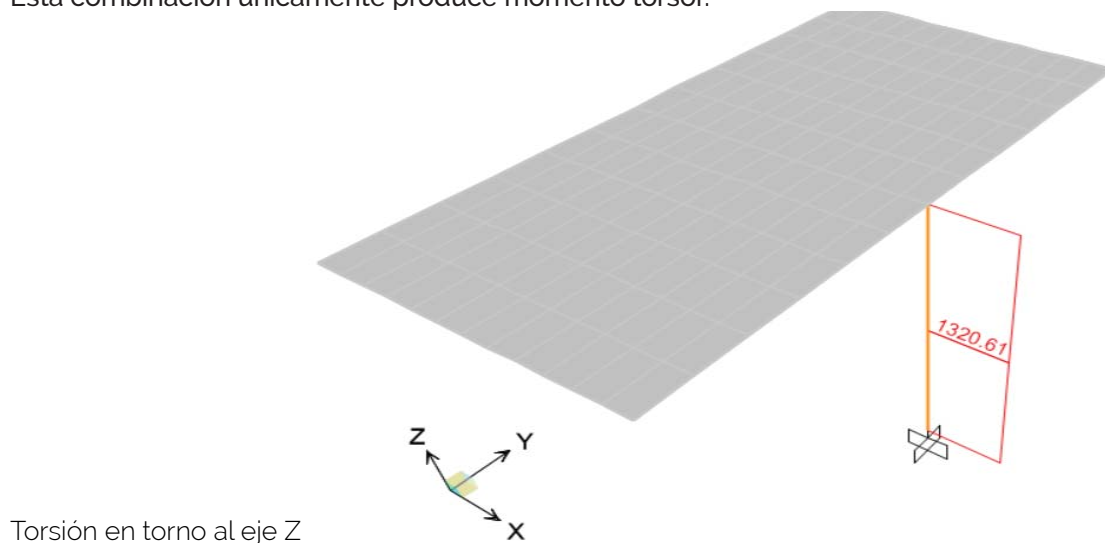
Diferentes resultados de nuevo debidos al mismo motivo. Si se considera la fuerza transversal involucrada (la misma que para el caso anterior: 99% de la total) se comprueba que el resultado es muy similar al proporcionado por el programa: $2548 \text{ kN} \cdot 0.05 \cdot 10 \text{ m} = 1274 \text{ kNm}$. Cabe destacar que esta combinación la crea el programa automáticamente, y que la suma automáticamente a la que se corresponde con el análisis sin excentricidad.

$L/20 = 5 \text{ cm} = 10\%$ de 10 m. De esta forma, se puede comprobar que la relación que guardan los momentos torsores entre sí es la misma.

Para el modo 2, que involucra el 0,76 de la masa en M_z , el momento torsor es igual al momento torsor del modo 1 $\cdot 0.76/0.62$, es decir, que aumenta proporcionalmente a la masa en M_z que involucran los modos.

Combinación “~ Torsión S_y con excentricidad 5%”

Esta combinación únicamente produce momento torsor.

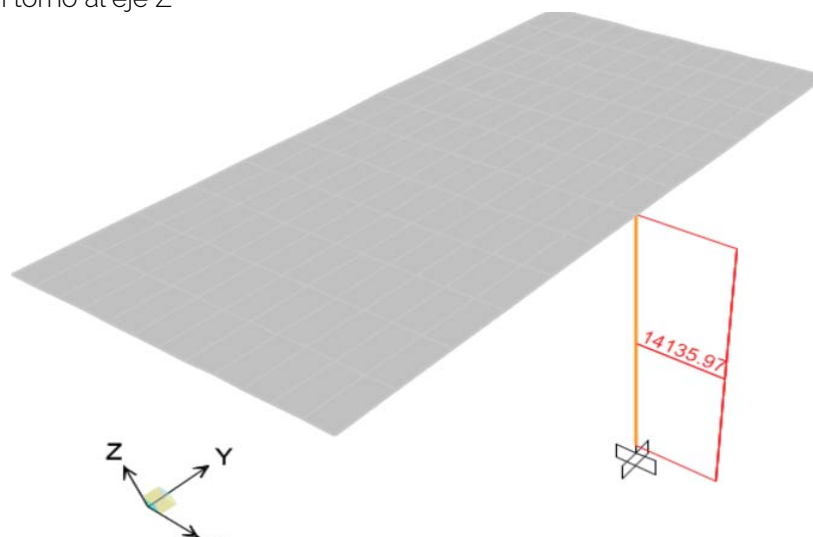


Momento torsor total con excentricidad = 5%

- Cálculo manual: $M_z \text{ total} = 4775 + 477 = 5252 \text{ kNm}$
- SAP 2000 = 14136 kN. ($12815 + 1320$)

Combinación S_y con excentricidad 5%

Torsión en torno al eje Z



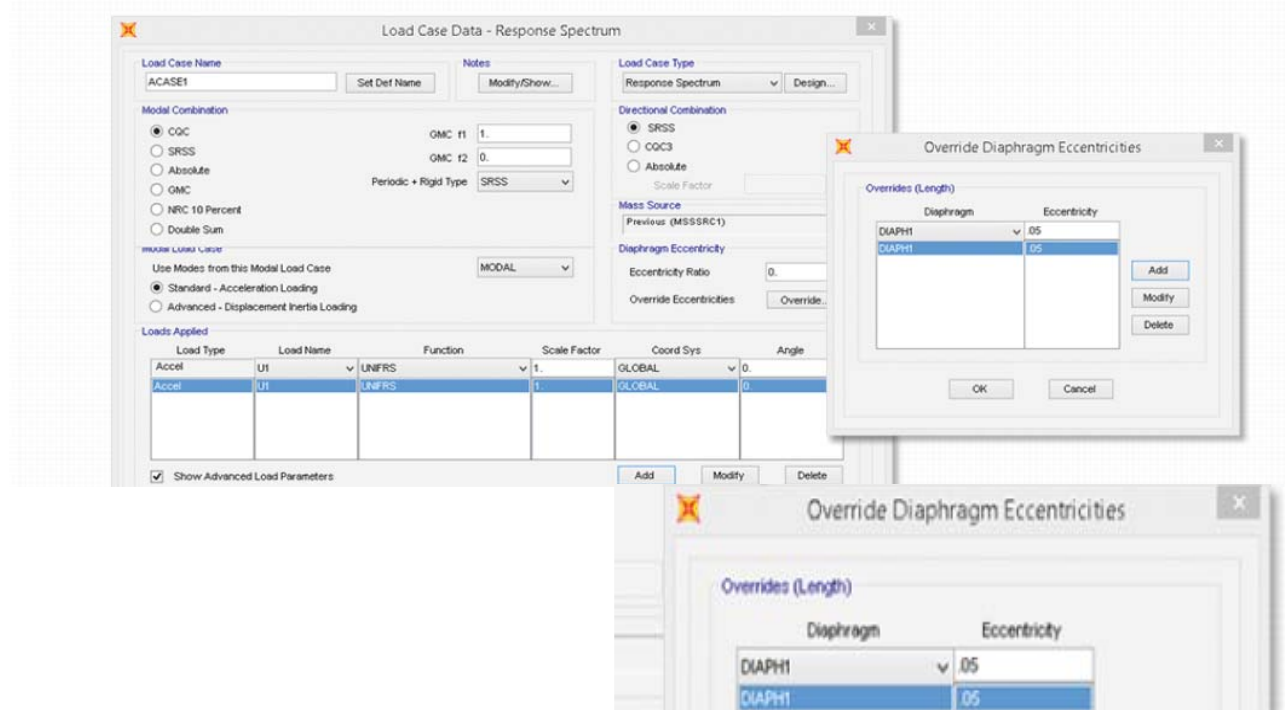
Una vez validada la forma de introducir la excentricidad accidental, pues esta está del lado de la seguridad y dentro de unos límites razonables, se prosigue con el modelo.

En el edificio analizado es necesaria la inclusión de un total de tres diafragmas semirígidos correspondientes a cada una de las plantas para que sean válidos los resultados, pues las masas están incluídas en tres niveles de elementos de área.

** NOTA : Resulta paradójico que las propias instrucciones del programa den como ejemplo de excentricidad accidental una excentricidad que sería 1/100 la que piden los códigos europeos. Puede deberse a una diferencia de criterio en el manejo de unidades entre el programa en su actual versión y el ejemplo. Es un dato muy relevante pues podría inducir a un error grave.

Acciones

- Opción de inclusión automática de la excentricidad accidental de las masas de cada piso en análisis de espectro de respuesta



Fuente: <http://www.csiespana.com/software-versions/2/sap2000>

9.2.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

PERIODOS Y MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA

- Se comprueba que la estructura tenga la rigidez lateral y a cortante suficiente para que el periodo sea similar al calculado según la normativa. Los periodos que facilita el programa están en torno a 0.24 s para elementos locales, superior al calculado por normativa. Mientras que el modo de torsión global tiene un periodo de 0.14 s; lo cual indica que la rigidez global horizontal es suficiente.

n° plantas sin contar baja	2	
H edificio sobreesante	11	m
B	6	m
Dimensión de las pantallas rigidizadoras, o de los planos triangulados, en el sentido de la oscilación, en metros		
L	44	m
Dimensión en planta de la edificación, en el sentido de la oscilación, en metros		
Pórticos de h.a. con la colaboración de pantallas rigidizadoras		
T_F	0.11	s

$$T_{\text{fundamental}}^{\text{SAP2000}} = 0.1 \text{ s}$$

El periodo fundamental es, normalmente, el primer modo de vibración de una estructura porque es el que necesita menos energía para movilizar la estructura. La única excepción se da cuando este define un movimiento local y no global, puesto que deberá buscarse el periodo fundamental de la estructura y no del elemento.

Se estima manualmente el cortante basal en el primer modo y la oscilación de la estructura.

PLANTA	h_k planta (m)	ϕ_{1k}	P_k carga (kN)	M_k masa (kg)	$m_k \phi_{1k}$	$m_k \phi_{1k}^2$	η_{1k}	S_{1k}	F_{1k}
3	8.6	0.94	24128	2459531	2316495	2181778	1.197	0.294	7095.62
2	4.2	0.56	23834	2429562	1371350	774049	0.717	0.176	4200.56
1	0.6	0.09	8734	890352	76192	6520	0.109	0.027	233.38
TOTAL			56696		3764037	2962347	2.023	0.497	
CORTANTE BASAL									11530
Masa movilizada en el modo i									83%

- Se analizan los modos de vibrar considerando el postesado, ya que sin él los resultados varían en gran medida, especialmente en los muros en L, donde sin postesado los extremos dejan de estar en tracción. Además, se realiza una combinación sin postesado puesto que la combinación a flexión hay que realizarla sin este último, debido a que el programa no integra las tensiones en los tendones.
- Para establecer el número necesario de modos a considerar se comprueba que el porcentaje dinámico sumatorio de los modos involucre más del 90 % de la masa sísmica en las distintas direcciones X, Y y Z como prescribe la normativa. Para ello, se le da la orden al programa de que incluya gran número de modos en el cálculo. Al no conseguirse que la suma de los factores de masa efectiva a efectos dinámicos supere el 0.9, se decide utilizar el criterio definido por EN 1998, que establece que pueden considerarse únicamente los modos que superen el 5% de la masa sísmica total.

NCSE-02, (C.3.6.2.3) Modos vibración. C.3.6.2.3.1. Número mínimo de modos a considerar.

Pueden considerarse modos con contribución significativa aquellos para los que la suma de las masas efectivas de los primeros modos considerados, sea superior al 90% de la masa movilizada en el movimiento sísmico.

EN 1998 (4.4.3.3. Análisis modal mediante espectros de respuesta) :

"(2) P Debe tenerse en cuenta la respuesta de todos los modos de vibración que contribuyan de forma significativa a la respuesta global.

(3) P Los requisitos especificados en el punto (2) P pueden considerarse satisfechos si puede demostrarse cualquiera de las dos siguientes proposiciones:

- La suma de las masas modales eficaces para los modos considerados representa, al menos, el 90% de la masa total de la estructura;

- Se tienen en cuenta todos los modos con masas modales eficaces mayores del 5% de la masa total.

Nota: La masa modal eficaz m_k correspondiente a un modo k , se determina de forma que el esfuerzo cortante en la base $F_{bk} = S_d(T_k) m_k$. Se puede demostrar que la suma de las masas modales eficaces (para todos los modos y para una dirección dada) es igual a la masa de la estructura.

-(4) Cuando se use un modelo espacial, las condiciones anteriores deberían comprobarse para cada dirección que se considere.

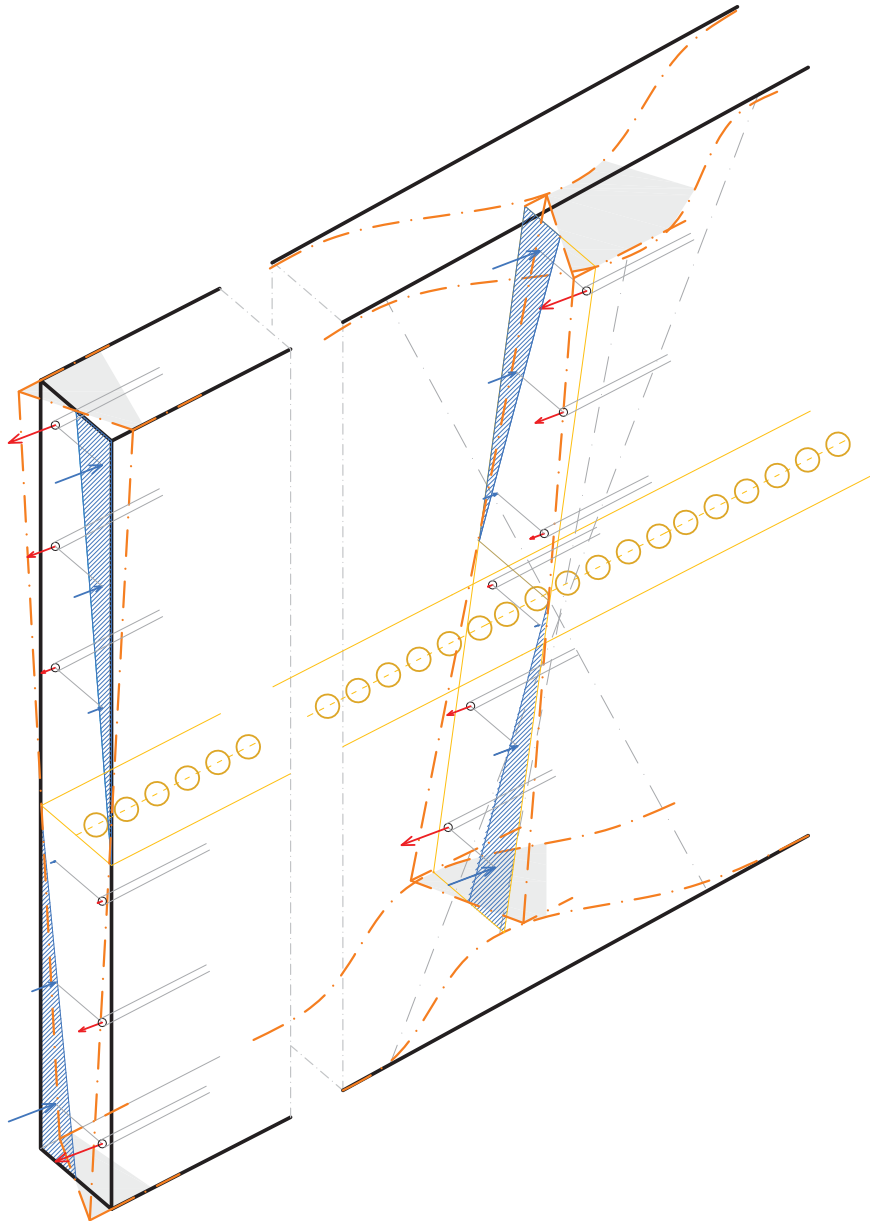
- Se observa que los primeros modos de vibrar involucran regiones parciales en todos los casos, por lo que es razonable que los factores de masa efectiva sean bajos.

Se decide comprobar localmente los efectos de torsión en un elemento del modelo, para de esta forma poder asegurar la resistencia a este esfuerzo de las lajas y así devolver la rigidez a torsión del hormigón de las lajas al modelo con el objetivo de conseguir modos de vibración globales.

9.2.4. MODELO LOCAL: TORSIÓN EN LA LAJA

Se crea un modelo con las mismas dimensiones geométricas y vínculos equivalentes que simulen el comportamiento a torsión de la laja. Se le aplican las fuerzas derivadas de un sismo.

Se resuelve la torsión principalmente mediante la resistencia a flexión de las caras grafiadas de la pieza. (M1-1), aunque también interviene en menor medida la resistencia a flexión del armado vertical (M 2-2).



Para calcular la fuerza equivalente es necesario calcular la aceleración en la estructura, que depende de los periodos del elemento considerado. Puesto que este elemento se mueve con periodos que se corresponden con la meseta del espectro de respuesta elástica de la estructura, la aceleración de cálculo es la misma que se ha considerado para la estructura global.

La normativa aconseja considerar una ductilidad de 1 en vigas que se apoyen en otras vigas como es el caso, pero parece más sensato y adecuado, ya que el edificio en su conjunto se compone de grandes pantallas sismorresistentes, considerar una ductilidad de 2 (suponiendo una cierta capacidad de disipación plástica de energía en la base de estos muros) y un criterio de sobrerresistencia en las vigas/lajas.

Esto se materializa en una **sobrerresistencia de 2 ante los esfuerzos de cortante y torsión, y de 1,5 en el caso de la resistencia a flexión**, dificultando así que el fallo sea frágil.

Se considera la masa total de la laja, y, sabiendo que la fuerza a aplicar también depende del desplazamiento modal de cada punto, se considera que la fuerza correspondiente al peso propio de la laja se distribuye de forma triangular desde el punto donde rota la laja.

Los elementos de cuelgue se considera que no producen rotaciones en la laja, gracias a la rigidez del forjado inferior que actúa de diafragma y traslada las cargas directamente a los muros.

- Aceleración= $\alpha \cdot v/\mu$ $a_c = 2.5 \cdot 1.09/2 \cdot 0.18 \cdot g = 2.41 \text{ m/s}^2$
- $F_h = 110 \text{ kN}$

$$F = m \cdot a = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.35 \text{ m} \cdot 3.8 \text{ m} \cdot 20 \text{ m} \cdot 2.41 \text{ m/s}^2 / 9.81 \text{ m/s}^2 = 165 \text{ kN}$$

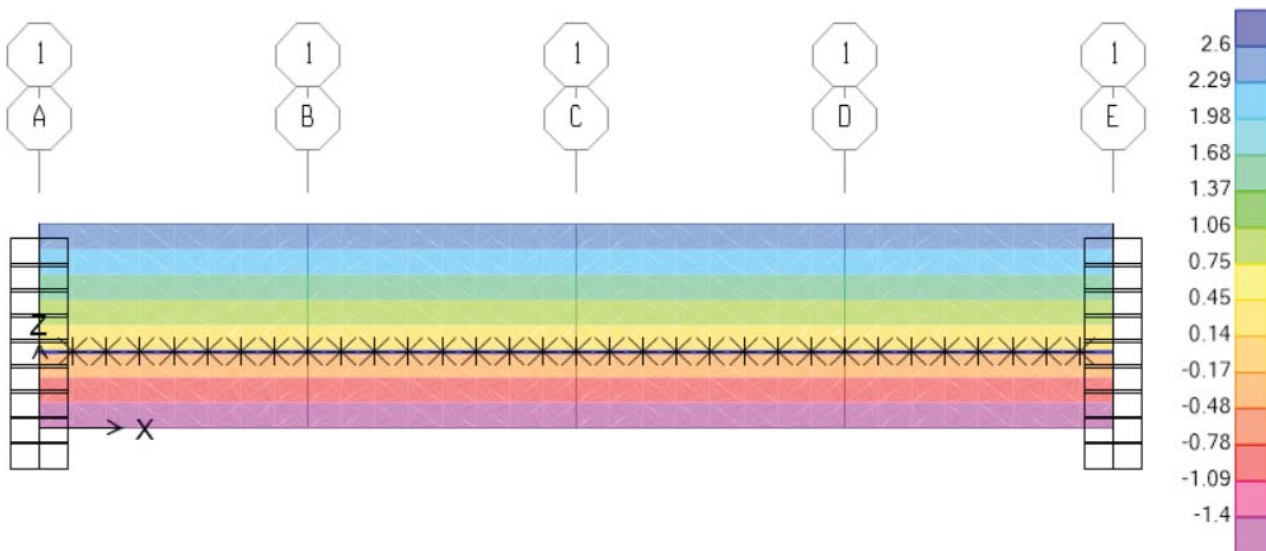
Se le aplican cargas por un valor total de 165 kN, aplicadas en cuña triangular desde la zona baja de la laja hasta el punto de rotación. Se incluyen puntos restringidos adicionales en las zonas donde se encuentran los perfiles metálicos, ya que el canto de la viga mixta es demasiado relevante como para obviar su favorable contribución.

Se le aplican las cargas y se comprueba con otro modelo en el que se introduce el efecto sísmico como producto del espectro elástico por la masa sísmica. Debido a que los resultados son similares, tanto en deformaciones como en esfuerzos, se valida el modelo.

MODELO FINAL Y RESULTADOS

Diagrama de aplicación de cargas superficiales [kN/m²]:

Se consideran únicamente las acciones que provocan torsión (peso propio de la laja sometido a un sismo horizontal).



Los vínculos laterales se han considerado empotramientos ya que la laja no puede desplazarse ni rotar en relación a la torsión. El movimiento en la dirección perpendicular al plano vinculado también es imposible en la realidad por acometer perpendicularmente a una viga de la misma entidad.

Se analiza la flexión en la laja.

Diagrama de M máx y mín sobre la deformada de la laja [kNm]:
COMB ACCIDENTAL SISMO

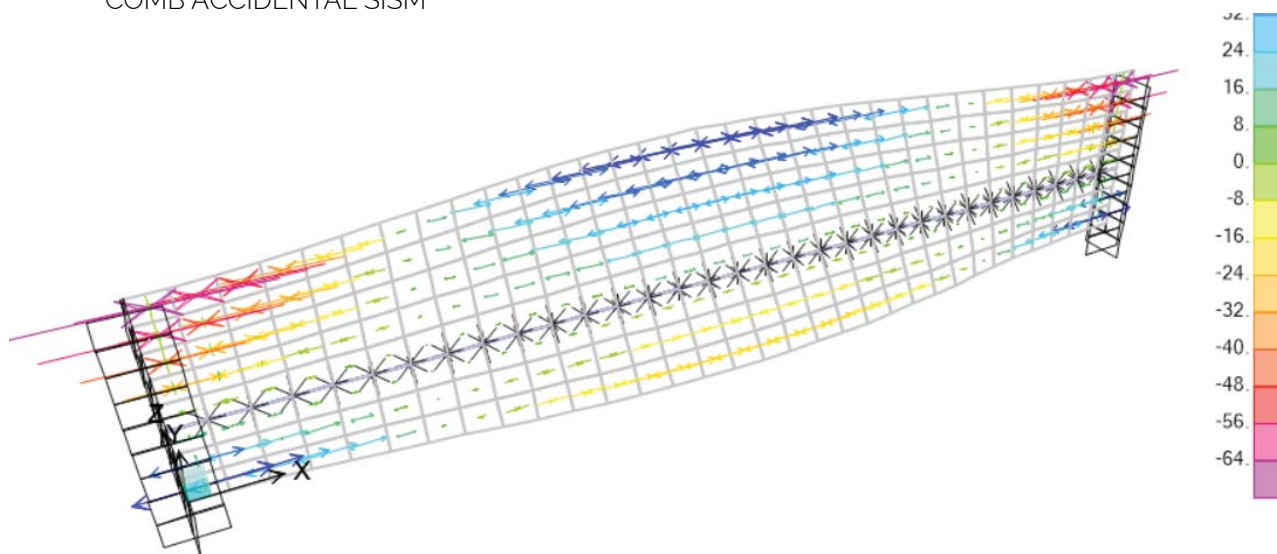


Diagrama de momentos flectores M11 [kNm]: Máx y mín = |78| kNm (-78 y +44 kNm)
COMB ACCIDENTAL SISMO.

Se consideran únicamente las acciones que provocan torsión.

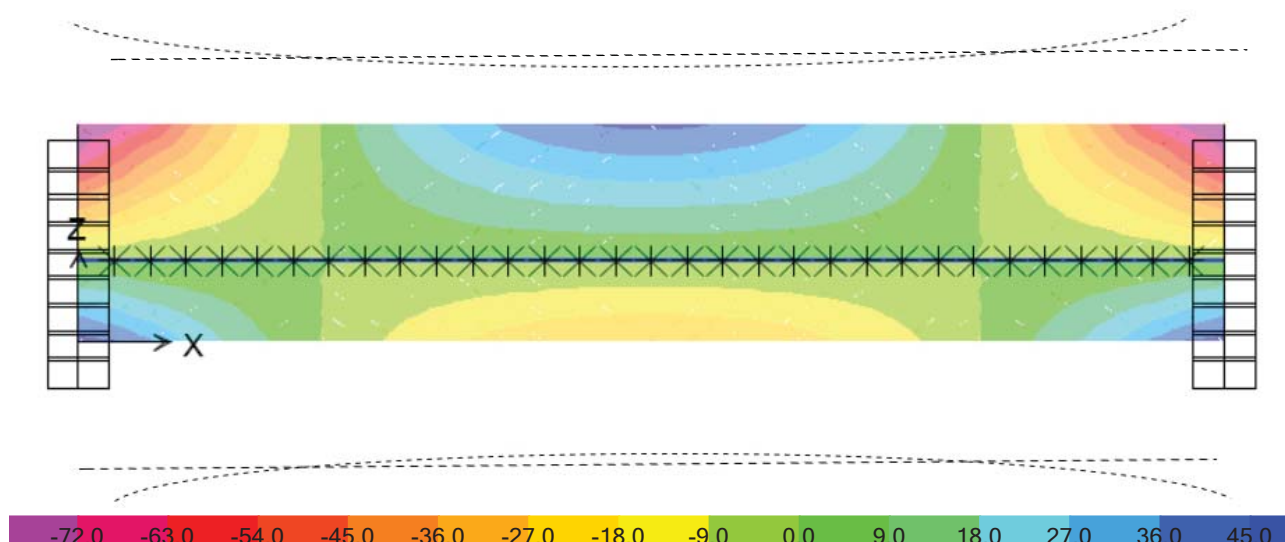
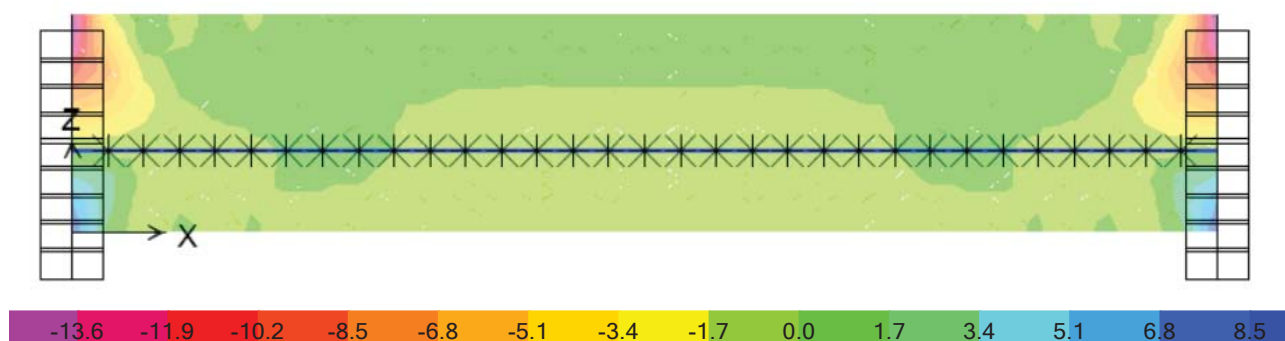


Diagrama de momentos flectores M22 [kNm]: Máx y mín = |15| kNm (-15 y +9 kNm)
COMB ACCIDENTAL SISMO.

Se consideran únicamente las acciones que provocan torsión.



Se comprueba que la resistencia considerando la laja un elemento plano con cargas perpendiculares a su plano sea suficiente.

Analizando el elemento con el espectro sísmico resultan los momentos M_{11} + máximos (45 kNm) y aproximadamente el mismo resultado de los momentos negativos. Al ser este modelo de comprobación y estar del lado de la seguridad se prosigue con el ya grafiado.

Se analizan los esfuerzos cortantes en la laja.

Diagrama de esfuerzos cortantes V_{13} [kN]: Máx y mín = |11| kN (-11 y +11 kN)
COMB ACCIDENTAL SISMO .

Se consideran unicamente las acciones que provocan torsión.

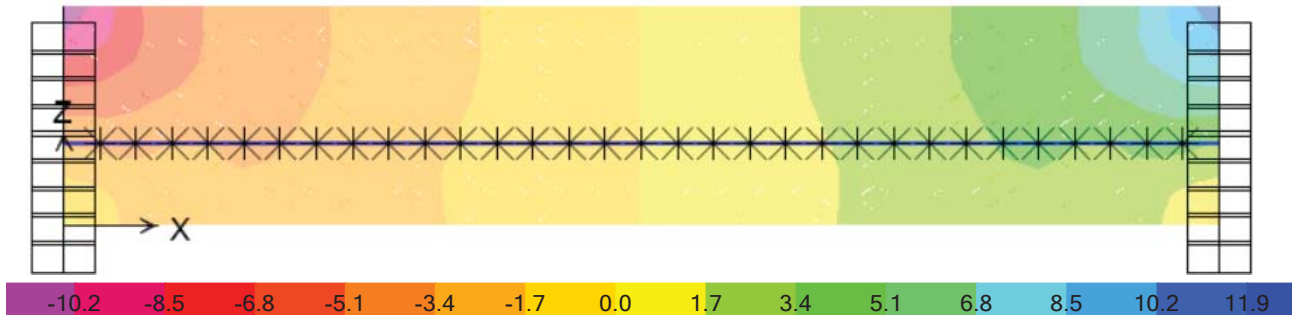
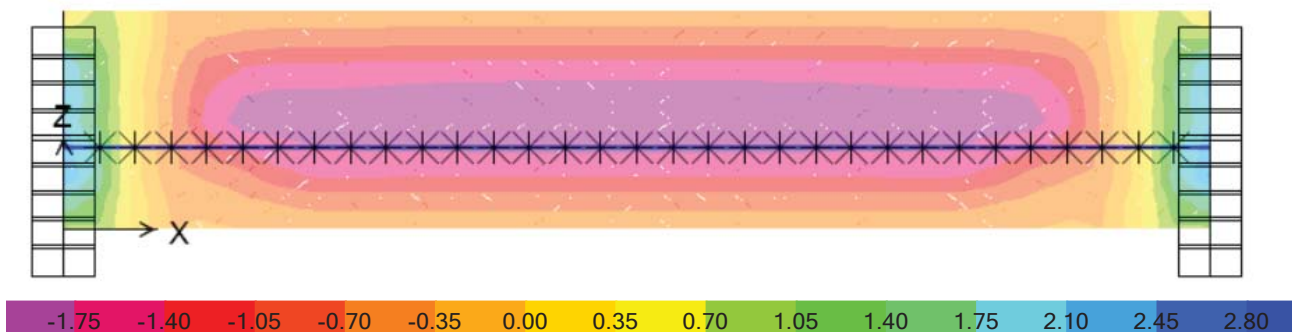


Diagrama de esfuerzos cortantes V_{23} [kN]: Máx y mín = |2.7| kN (-2 y +2.7 kN)
COMB ACCIDENTAL SISMO .

Se consideran unicamente las acciones que provocan torsión.



COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE A FLEXIÓN

Resistencia a momento de la laja en ambas direcciones:

Se realiza la comprobación por metro de la dimensión pertinente, y por tanto, las cuantías y resistencias son por metro.

Cálculo momento resistido

LAJA HORMIGÓN POSTESADO	Situación accidental	
	HP -50	
h, canto de la sección	350	mm
r, recubrimiento	50	mm
d, canto útil	300	mm
b, ancho viga /losa	1000	mm
cgm	630	mm ² /m
cg total	565	mm ² /m

M 1-1	M- /M +	ZONAS CENTRALES
	φ	12 mm
	Cuantía por redondo	113 mm ²
	Número de redondos	5.0 ud.
	Cuantía de acero horizontal muro	565 mm²
	Axil acero	282500 N
	y, altura del bloque de compresiones	7 mm
	z, brazo	296 mm
	M _{Rd}	83.7 kNm

M 1-1	M- /M +	ZONAS SUPERIOR E INFERIOR
	φ	25 mm
	Cuantía por redondo	491 mm ²
	Número de redondos	5.0 ud.
	Cuantía de acero horizontal muro	2455 mm²
	M _{Rd}	348.7 kNm

M 2-2	M- /M +	
	φ	12 mm
	Cuantía por redondo	113 mm ²
	Número de redondos	3.3 ud.
	Cuantía de acero vertical muro	372.9 mm²
	M _{Rd}	55.5 kNm

Se comprueba que la resistencia es holgada.

Posteriormente se aumenta el armado de la laja por criterios constructivos, pero no se repite la comprobación por estar del lado de la seguridad.

COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE A CORTANTE

Se realiza la comprobación por metro de la dimensión pertinente, y por tanto, las cuantías y resistencias son por metro.

COMPROBACIÓN AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN OBLICUA EN EL ALMA

$$V_d \leq V_{u2}$$

Situación accidental

ZONAS FISURADAS

Piezas sin armadura de cortante	V_{u2}
$\xi < 2$	1.82
A_s (longitudinal)	373 mm ²
$\rho < 0.02$	0.001
$f_{ct,d}$	2.03 N/mm ²

En apoyos interiores de estructuras continuas con armadura activa pasante no se considerará la contribución del axil de pretensado en el cálculo de N_d : armadura pretesas.

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0.15 \alpha_l \sigma'_{cd} \right] b_o d$$

$$V_{u2} = 139 \text{ kN}$$

$$V_{u2} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{ck}^{1/2} + 0.15 \alpha_l \sigma'_{cd} \right] b_o d$$

$$V_{u2 \text{ min}} = 300 \text{ kN}$$

$$V_{u2} = 300 \text{ kN}$$

Puesto que la sección tiene un canto elevado, 350 mm, la resistencia mínima del hormigón únicamente es mayor que la resistencia con contribución del armado, y al ser tan holgada no es necesario considerar todos los tipos de armado.

OTRAS CONSIDERACIONES: VIENTO

Puesto que el viento representa una carga superficial de mucha menor entidad (aprox +1 kN/m² de presión y -0,6 kN/m² de succión), este modelo reducido valida también la laja a viento.

9.3. PARÁMETROS RELEVANTES DEL MODELO FINAL

9.3.1. CUALIDADES DINÁMICAS DE LA ESTRUCTURA

MASA MOVILIZADA

MODAL LOAD PARTICIPATION RATIOS

OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	98.2436	75.2772
MODAL	Acceleration	UY	98.9861	84.0647
MODAL	Acceleration	UZ	99.3046	62.4793

Se puede observar que el sumatorio de las masas efectivas considerado es suficiente, ya que involucra gran parte de la masa en todas las direcciones.

Puesto que el ratio dinámico no alcanza el 90% requerido por norma, se comprueba que los modos que sigan al último considerado no involucren más de un 5 % de la masa.

Es así ya que todos los siguientes y un elevado número de los precedentes solo involucran regiones parciales.

Un ratio de participación modal alto indica que se han captado también los modos de frecuencias altas, las vibraciones frente a las que el modelo presenta mayor rigidez.

Los modos que más masa involucran y por tanto los más influyentes en la respuesta global del edificio son :

Modo 12 : Torsión local de todas las lajas (0.057 Uz): T=0,17 s

Modo 20: Torsión global (0.13 Ux): T=0,14 s

Modo 32 : Torsión global (0.14 Ux): T=0,116 s

Modo 40 : Flexión global del edificio (0.59 Uy): T=0,1 s

Modo 148 : Torsión local de todos los muros y lajas y flexión de los forjados (0.066 Ux) : T=0,05 s

MODOS MÁS REPRESENTATIVOS

Los modos más representativos son los siguientes:

- **MODO FUNDAMENTAL**
- **MODOS DE TORSIÓN GLOBAL**
- **MODOS DE FLEXIÓN GLOBAL**

- Modos en general (hasta 250 modos: T= 0.03 s)

EN SU MAYORÍA MODOS DE FLEXIÓN O TORSIÓN LOCAL DE LAS LAJAS + MODOS DE TORSIÓN Y FLEXIÓN GLOBALES .

Una vez considerados los modos que tengan periodos similares o inferiores a los estimados por la normativa, el resto de modos no deberían ser vinculantes. En este edificio se ha considerado un número de modos especialmente alto, ya que los modos que movilizan más masa (globales) no se encuentran entre los primeros, sino alternados con modos que movilizan muy poca masa (locales). Esto es así por haber sido al necesario un modelado muy realista de la estructura, por la singularidad del edificio en aspectos como soportes a tracción o planta colgada.

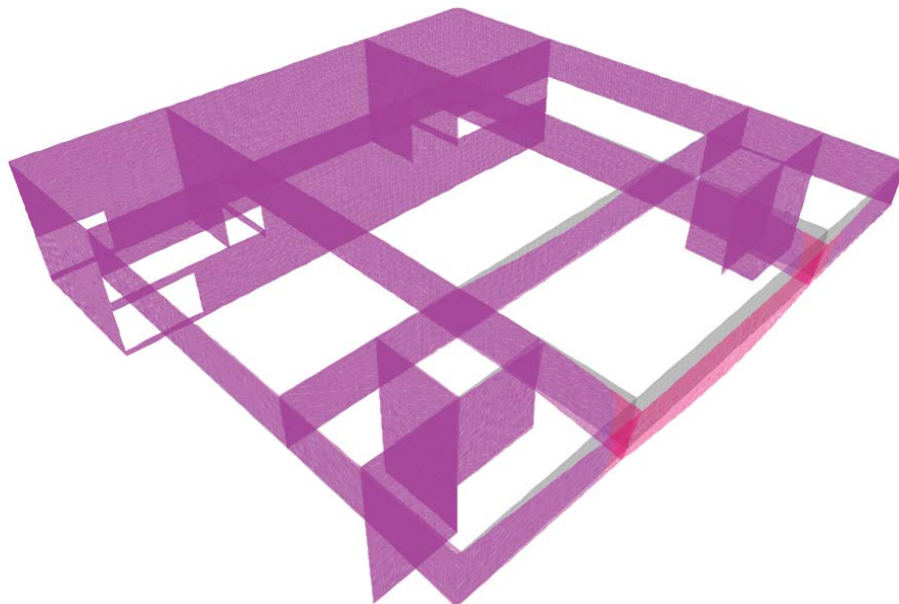
Usualmente el primer modo, el modo con mayor periodo, es el que más masa moviliza y los que le siguen cada vez involucran menos masa; pero si se modelan elementos muy flexibles estos serán los que establezcan los modos de vibrar de periodos más altos.

El no considerar un número alto de modos podría hacer pasar por alto un importante porcentaje de masa modal efectiva.

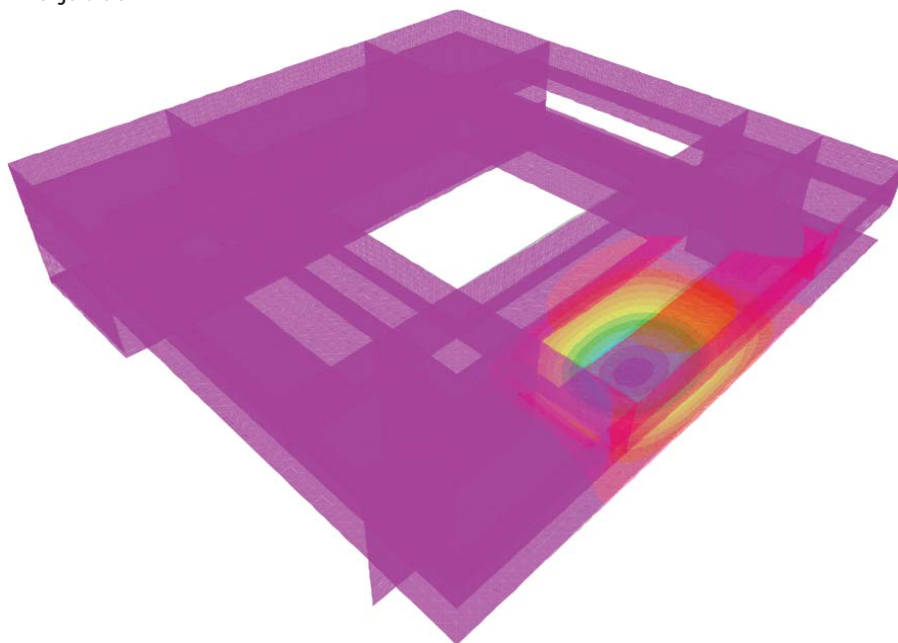
- Modo 1 ($T = 0.266$ s) : PERIODO FUNDAMENTAL**MODO DE FLEXIÓN LOCAL : FORJADO Y LAJAS VUELO DELANTERO**

Este sería el primer movimiento que se produciría, ya que es el que menos energía necesita para movilizarse. Tiene la menor rigidez. Al ser de flexión local en el vuelo delantero no moviliza mucha masa, por eso se buscan modos que impliquen el movimiento completo del edificio.

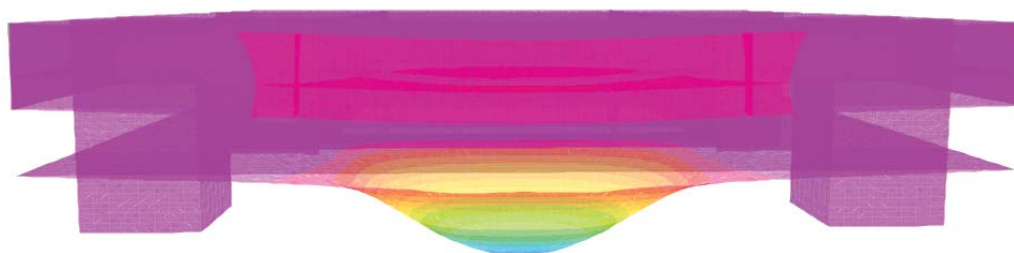
3d del edificio



3d con forjados



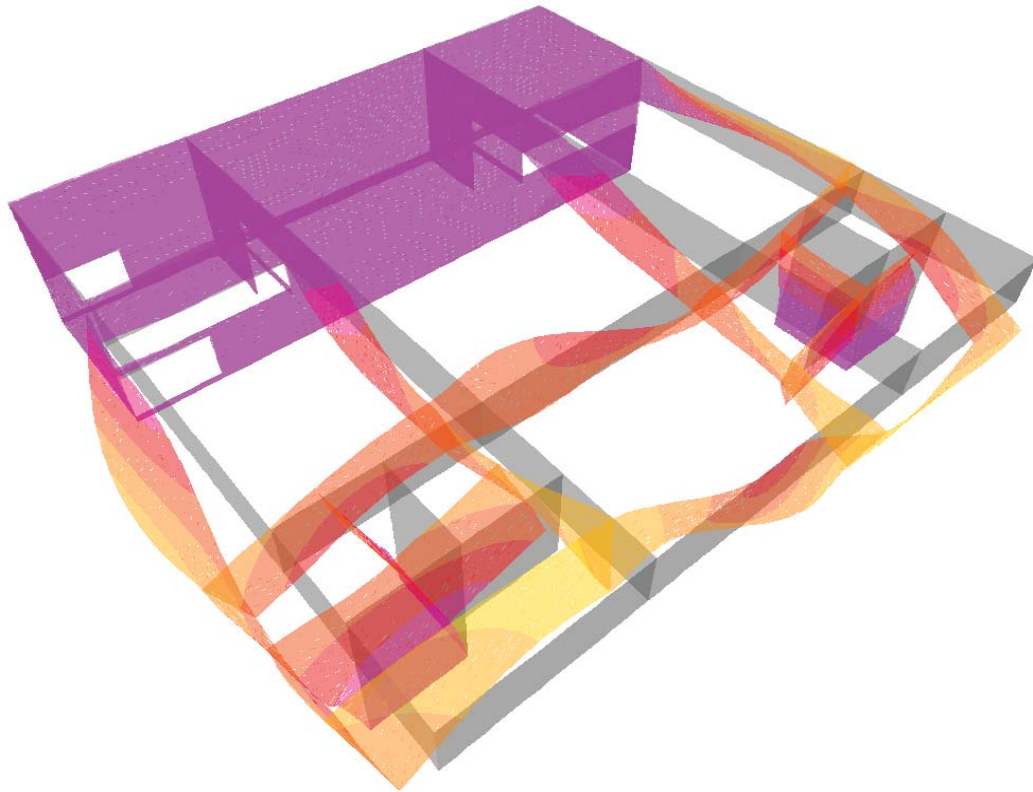
Alzado del edificio



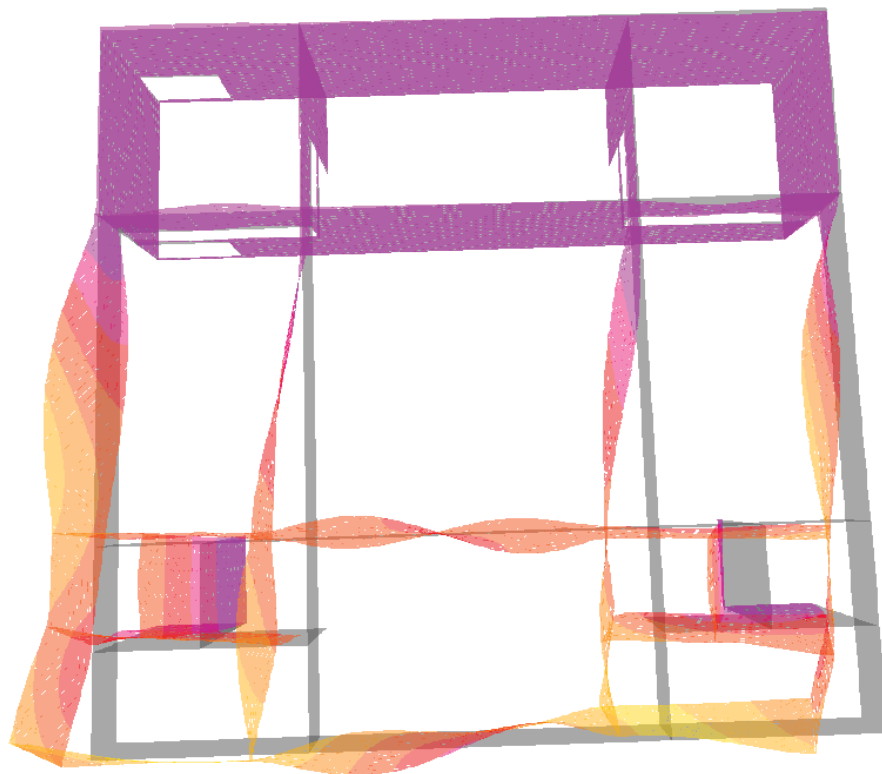
- Modo 20 ($T = 0.14$ s) : MODO DE TORSIÓN GLOBAL

PERIODO SIMILAR AL PREVISTO POR NCSE-02 (0.10s, luego posee rigidez global suficiente)

3d del edificio



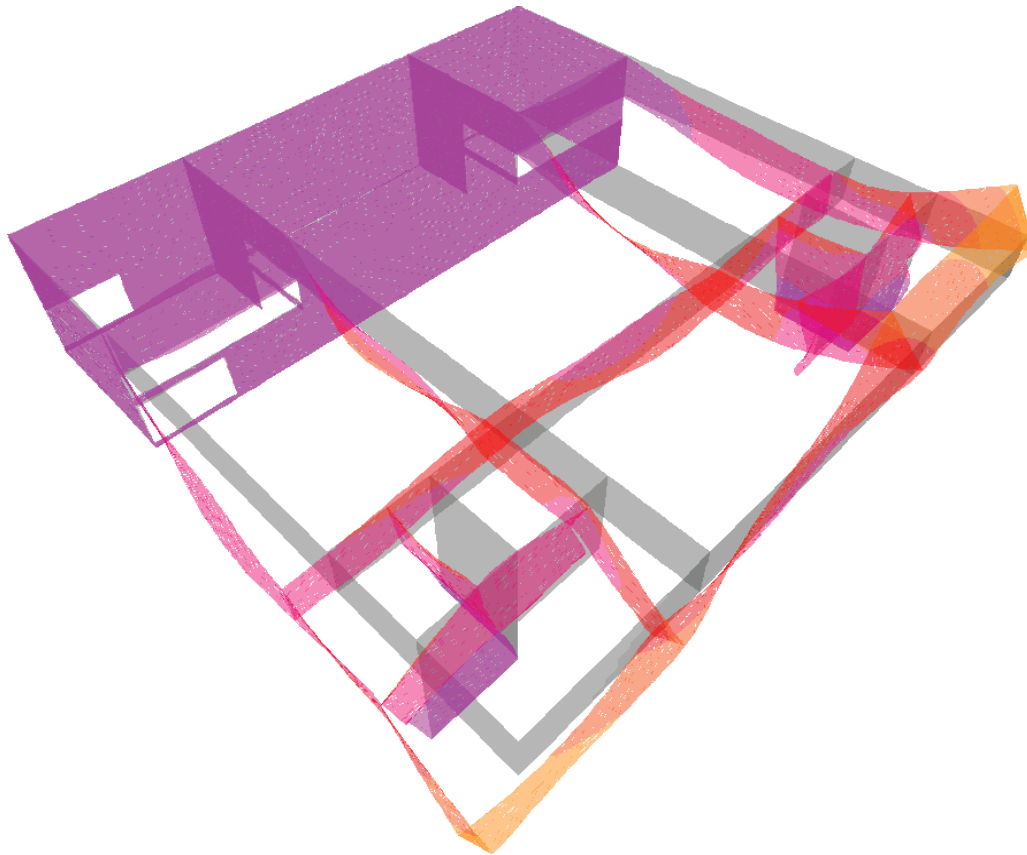
Planta del edificio



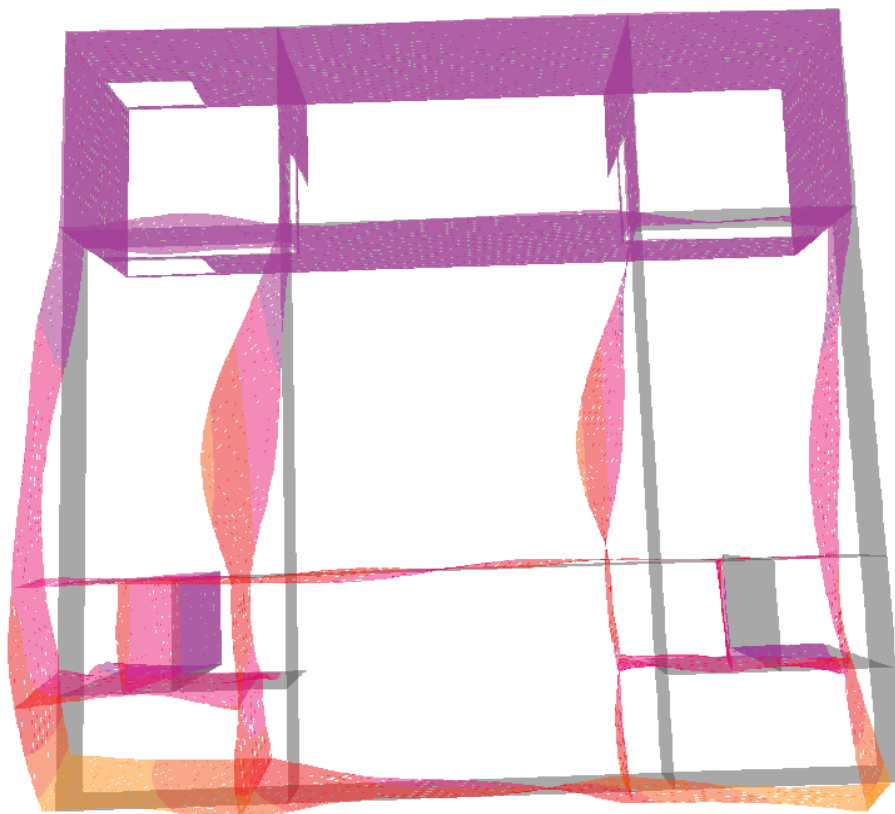
- Modo 32 ($T = 0.116$ s) : MODO DE TORSIÓN GLOBAL

PERIODO SIMILAR AL PREVISTO POR NCSE-02 (0.10s, luego posee rigidez global suficiente)

3d del edificio



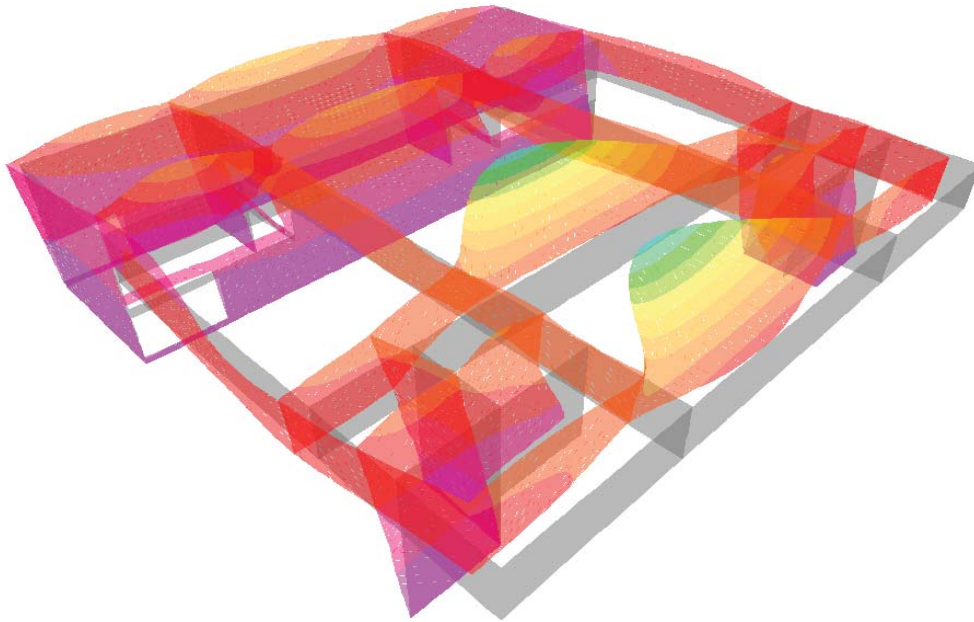
Planta del edificio



- Modo 40 ($T = 0.10$ s) : MODO DE FLEXIÓN GLOBAL (UY)

PERIODO SIMILAR AL PREVISTO POR NCSE-02 (0.10s, luego posee rigidez global suficiente)

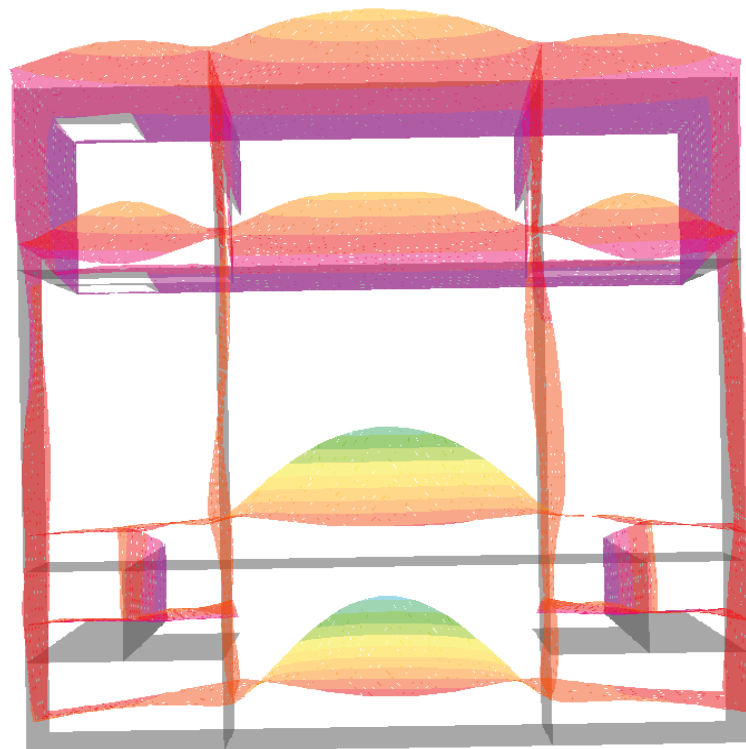
3d del edificio



Alzado del edificio



Planta del edificio



9.3.2. RESPUESTA SÍSMICA AL ESPECTRO ELÁSTICO

CORTANTES BASALES Y MOMENTOS GLOBALES

El momento global en torno a Z es el más interesante, ya que nos aporta información acerca de la torsión global del edificio, que es la que provoca el cortante en el muro en L. Se comprueba que tenga valores dentro de los esperados.

Para la combinación que tiene como espectro principal Sx (sin cargas gravitatorias ni postesado) el análisis sin excentricidad accidental tiene un valor de 110 000 kNm; mientras que con excentricidad accidental es aproximadamente el doble (245 000 kNm). Se conoce que la distancia centro de gravedad - centro de rotación sin excentricidad es, aproximadamente entre 2 y 4 m, según la estimación manual de centros de rigidez y masas.

La excentricidad accidental si se considera una única distancia de giro debe tener un valor de : $[(L/20)^2 + (L/20)^2]^{1/2}$ con L = 44 m resulta una excentricidad de 3.1 m, por lo que el doble de momento es razonable.

$$M_{\text{rotación}} \text{ CON exc accidental aprox } \approx 2 M_{\text{rotación}} \text{ SIN exc accidental aprox}$$

No se conoce el procedimiento que utiliza el programa para hallar el momento, solo que la realiza con las reacciones en la base, pero sí se ha verificado la introducción de datos sísmicos mediante el modelo de validación de la introducción de la excentricidad accidental, en la que los cortantes eran exactamente los estimados manualmente (ver página 64 y siguientes).

Se ha comparado el resultado de utilizar el método simplificado que propone NCSE-02 con el resultado del procedimiento descrito.

La simplificación consiste en considerar los efectos de torsión mediante un incremento del valor del espectro, en este caso 1.3.

La NCSE-02 (párrafo 3.7.5),

"En edificios con una distribución homogénea de muros o soportes y de masas, las solicitaciones debidas a la excentricidad adicional a la que se refiere el apartado 3.2 se podrán tener en cuenta multiplicando las fuerzas obtenidas en el apartado 3.7.4 en cada uno de los elementos resistentes por un factor definido por:

$$\gamma_a = 1 + 0.6x/L_e$$

Siendo:

x La distancia del elemento que se considera al centro del edificio, medida perpendicularmente a la dirección de la acción sísmica considerada (Figura 3.8).

L_e La distancia entre los dos elementos resistentes más extremos, medida de la misma forma. "

$$\gamma_a = 1 + 0.6 \cdot 22/44 = 1.3$$

Se utilizará entonces un coeficiente de amplificación único de la acción sísmica igual a 1.3.

Resultan unos momentos con respecto a Mz de 120 000 kNm, lo cual significa que el orden está dentro de lo esperado.

Aunque, al considerar la simplificación resultan unos momentos globales Mz y cortantes en el muro menores que introduciendo la excentricidad en los diafragmas.

La simplificación no es válida porque no cumple los requisitos necesarios y porque no queda del lado de la seguridad.

BASE REACTION TABLE

OutputCase Text	CaseType Text	StepType	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
ENVELOPE SÍSMICO CON POSTESA...	Combination	Max	4402.145	8086.743	53116.981	1346073.776	-1076972.26	366032.6316
ENVELOPE SÍSMICO CON POSTESA...	Combination	Min	-4402.145	-8086.743	48628.678	1225159.157	-1177890.98	-366032.63
SS Sx CON POSTESADO	Combination	Max	4402.145	2433.038	51553.111	1308630.677	-1088723.48	245380.5734
SS Sx CON POSTESADO	Combination	Min	-4402.145	-2433.038	50192.549	1262602.255	-1166139.76	-245380.573
SS Sy con postesado	Combination	Max	1331.868	8086.743	51621.564	1346073.776	-1107740.62	366032.6316
SS Sy con postesado	Combination	Min	-1331.868	-8086.743	50124.095	1225159.157	-1147122.62	-366032.63
SS Sz con postesado	Combination	Max	1321.696	2437.338	53116.981	1337989.931	-1076972.26	120818.4174
SS Sz con postesado	Combination	Min	-1321.696	-2437.338	48628.678	1233243.001	-1177890.98	-120818.417
Sx	LinRespSpec	Max	4402.145	2433.038	680.281	23014.2108	38708.1433	245380.5734
Sx sin excentricidad accidental	LinRespSpec	Max	4402.145	2433.038	680.281	23014.2108	38708.1433	110948.4569

*Sx y Sx sin excentricidad accidental son unicamente el resultado de la aplicación del espectro, sin considerar que se combinan con las fuerzas verticales.

La fuerza vertical en todas las combinaciones sísmicas está en torno a la masa global del edificio estimada manualmente 50000- 55000 kN.

El programa considera automáticamente las dos direcciones del sismo.

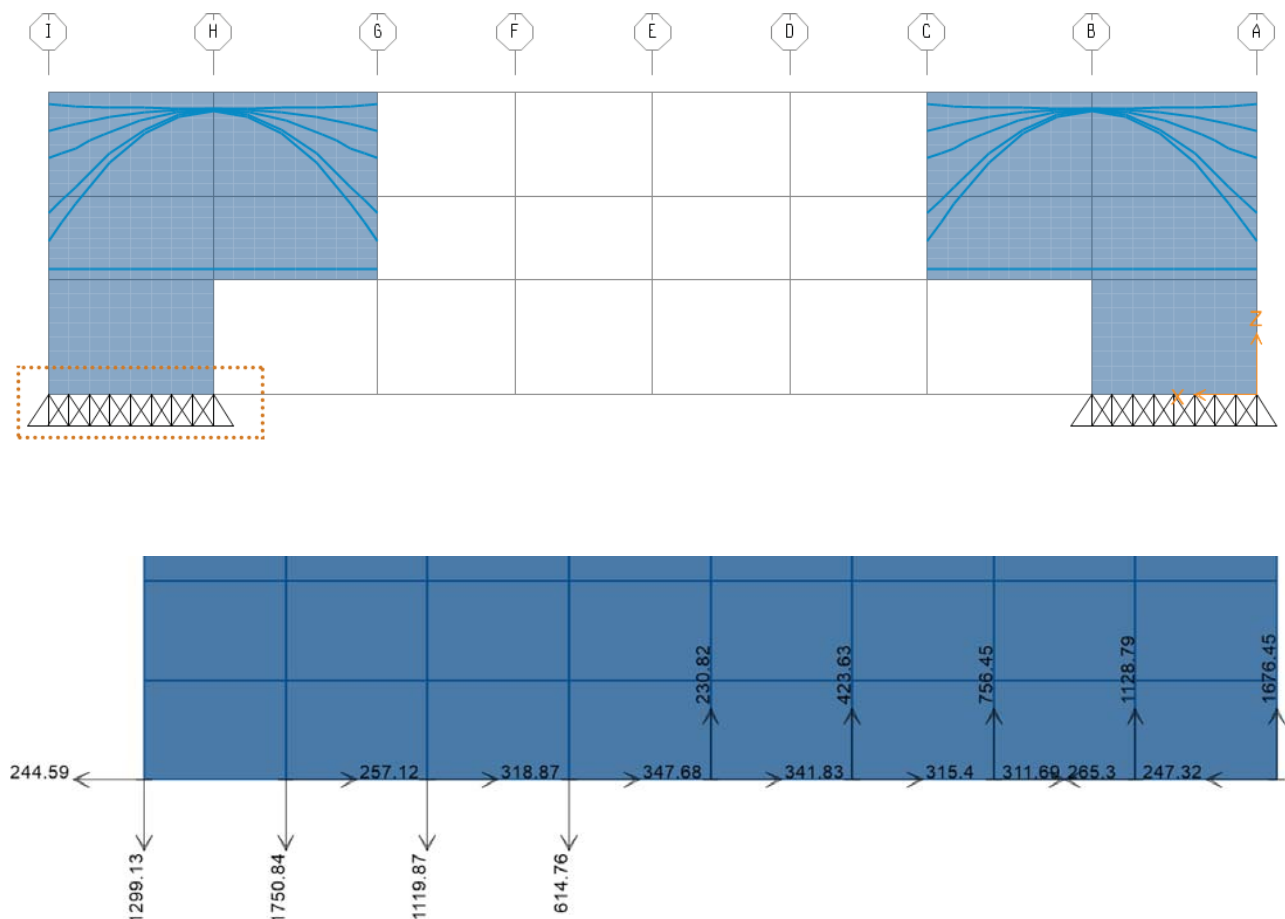
VALORES GENERALES

Como valor general para una comprobación en números gordos de que las acciones tomadas son sensatas se pueden tomar las reacciones en la base de los muros.

Reacciones en la base de los muros en L|[kN]:

Ejes JH

COMB ACCIDENTAL SISMO : ENVOLVENTE (Combinación de acciones gravitatorias + Sx /Sz/ Sz)

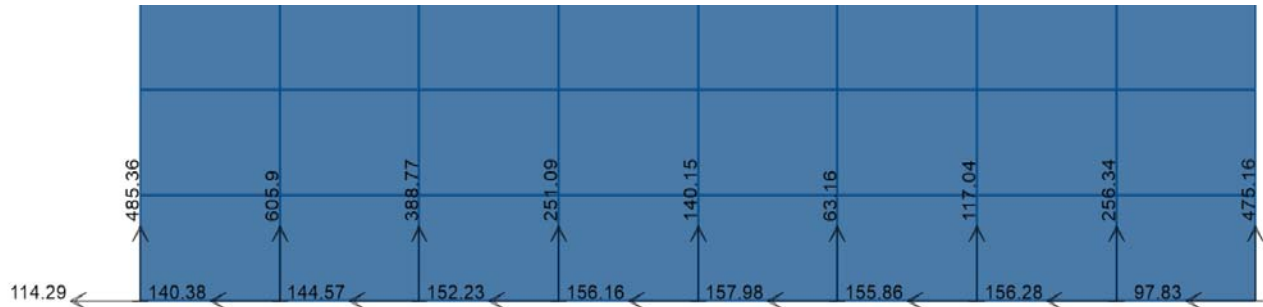


Finalmente, al estarse utilizando diagramas de envolventes de las 3 combinaciones de espectros sísmicos todas las comprobaciones están del lado de la seguridad.

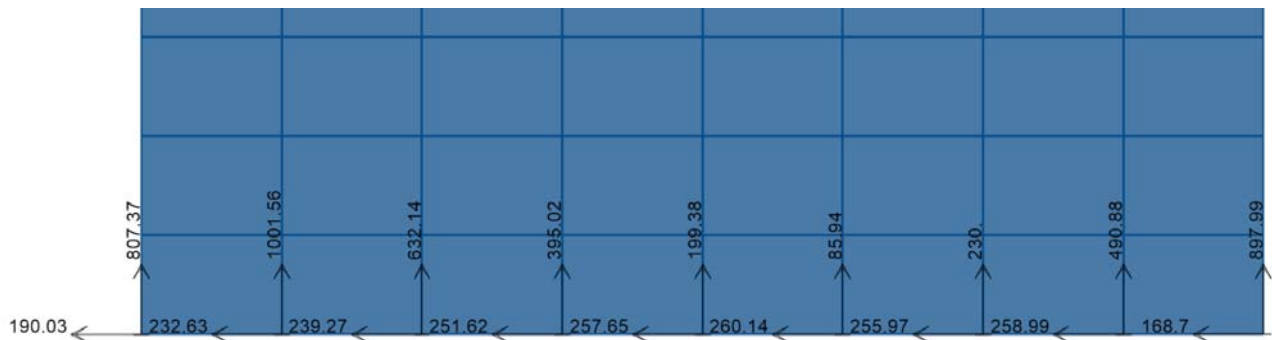
OTROS VALORES

Reacciones en la base de los muros en L[[kN]:
Ejes JH

- Sx SIN excentricidad accidental (sin cargas gravitatorias)

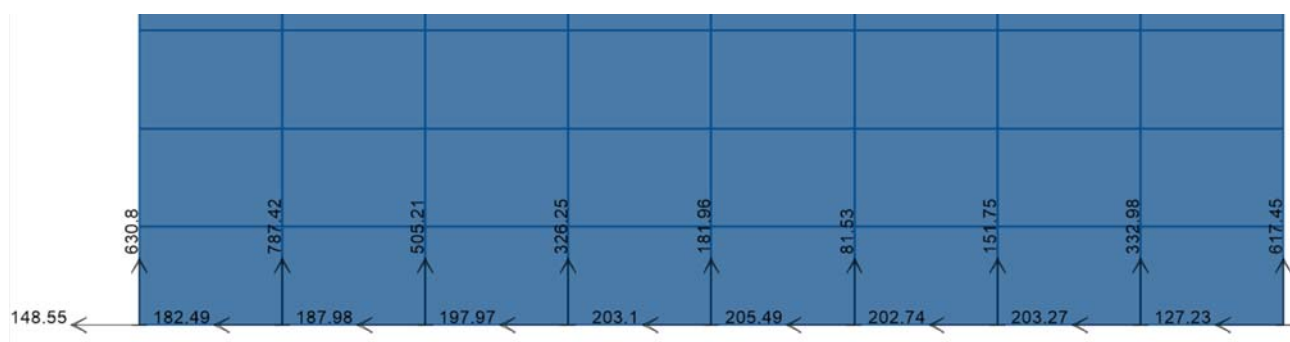


- Sx CON excentricidad accidental (sin cargas gravitatorias)



Sx : espectro * 1,3

Considerando la simplificación de aplicar un espectro que sea 1,3 el espectro horizontal para considerar la torsión accidental (sin cargas gravitatorias).
Esta simplificación no es aplicable a este edificio debido a su irregularidad según la normativa pero se utiliza como método de comprobación y da valores más bajos de cortante.

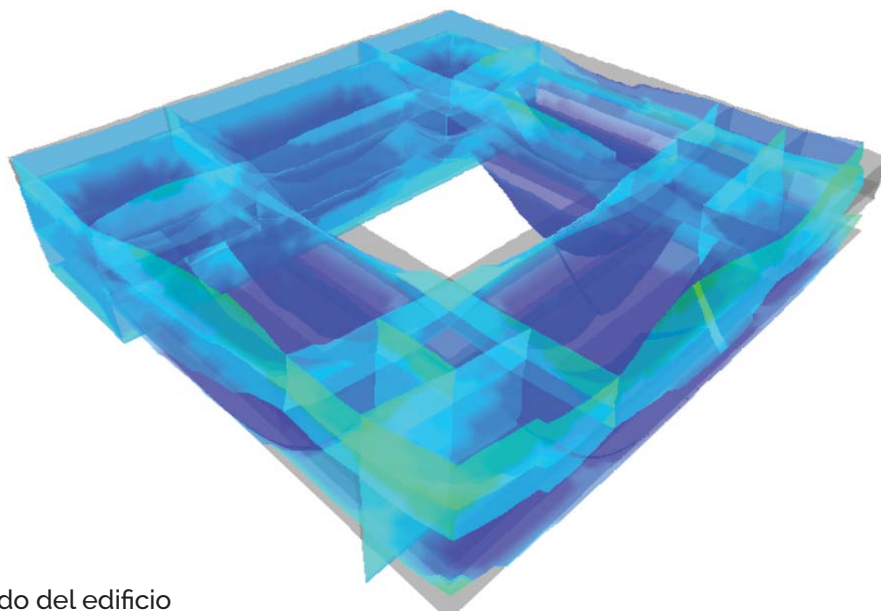


MOVIMIENTOS FINALES DE LA ESTRUCTURA**- SS Sx con postesado [mm]**

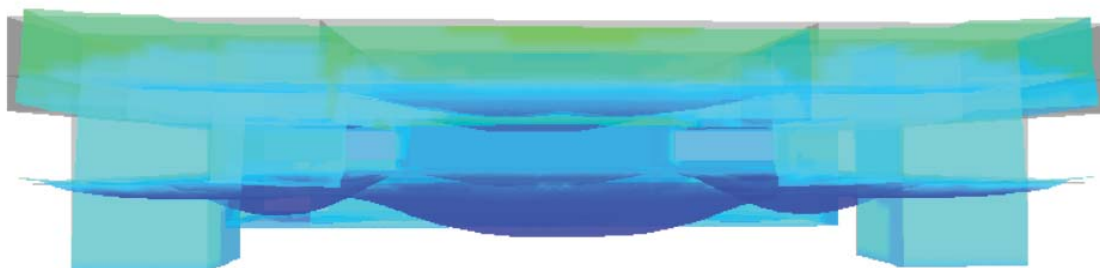
Movimiento producido por el espectro definido como Sx sobre cargas gravitatorias + postesado
Incremento de desplazamientos elásticos normales al plano respecto a la situación únicamente gravitatoria y postesado.

Máx incremento= -26 mm y +6 mm

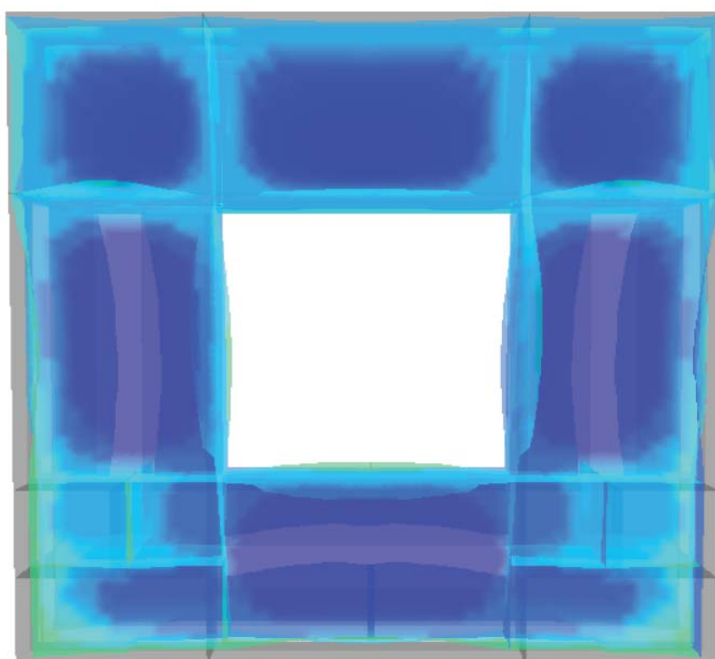
3d del edificio



Alzado del edificio



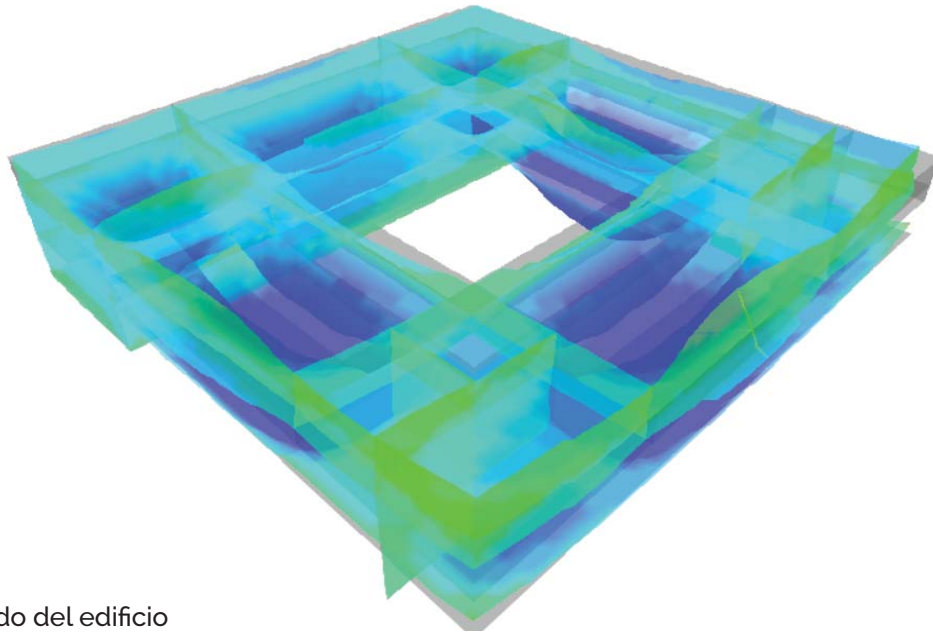
Planta del edificio



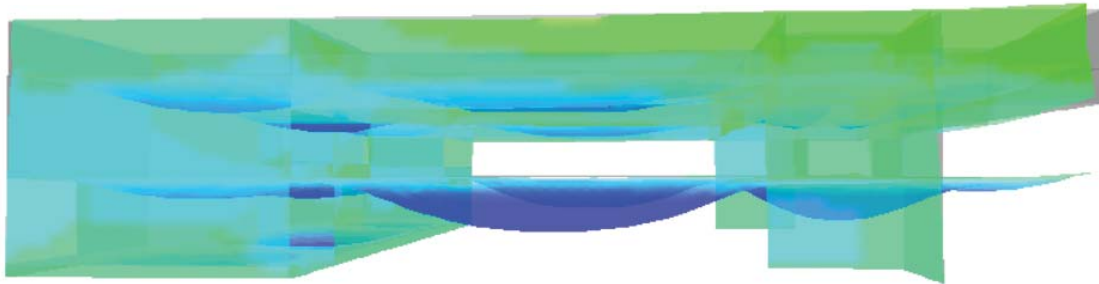
- SS Sy con postesado [mm] Máx = -26 mm y +7 mm

Movimiento producido por el espectro definido como Sx sobre cargas gravitatorias + postesado
Desplazamientos elásticos normales al plano

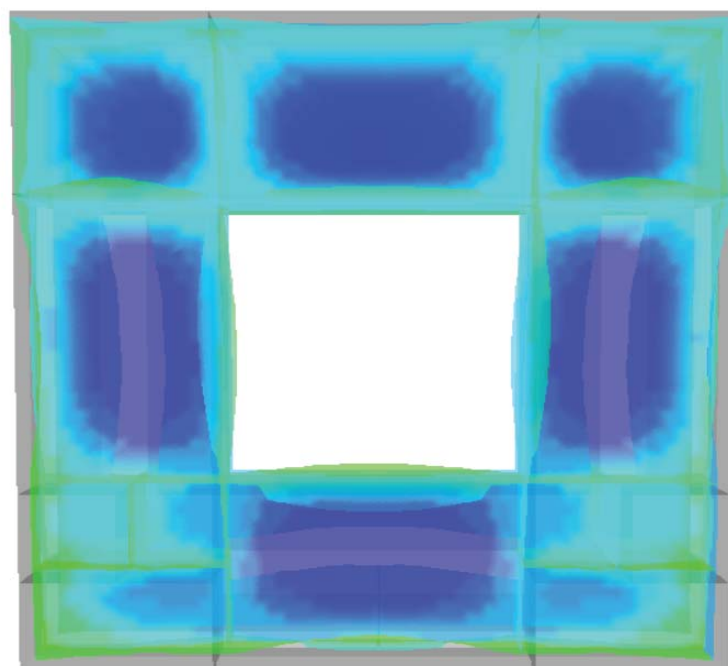
3d del edificio



Alzado del edificio



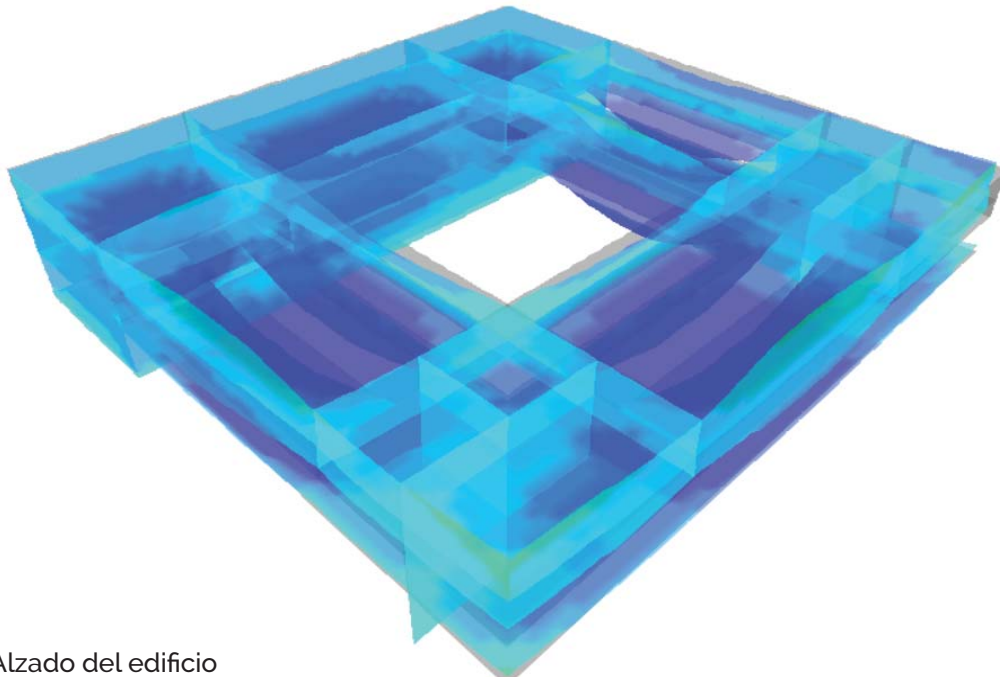
Planta del edificio



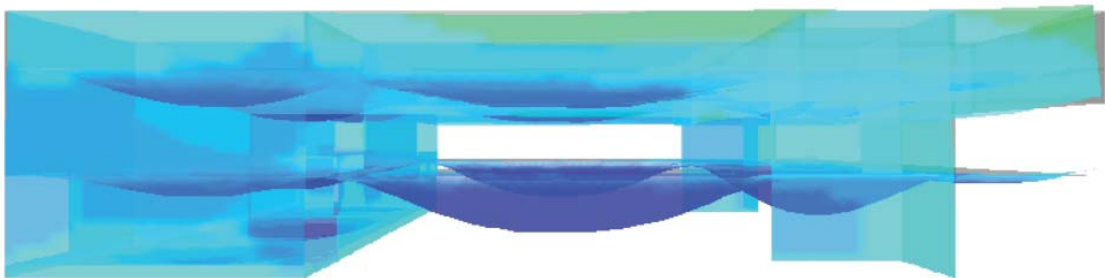
- SS Sz con postesado [mm] Máx = -31 mm y +6 mm

Movimiento producido por el espectro definido como Sx sobre cargas gravitatorias + postesado
Desplazamientos elásticos normales al plano

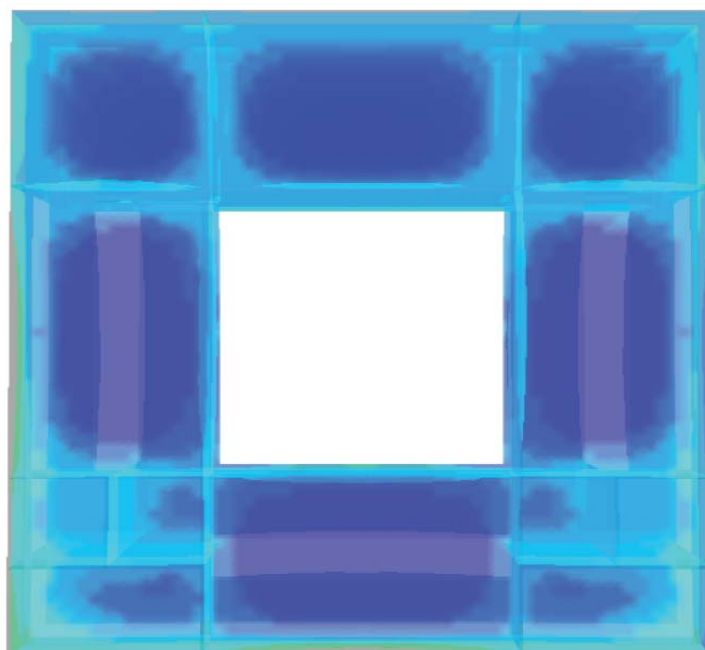
3d del edificio



Alzado del edificio

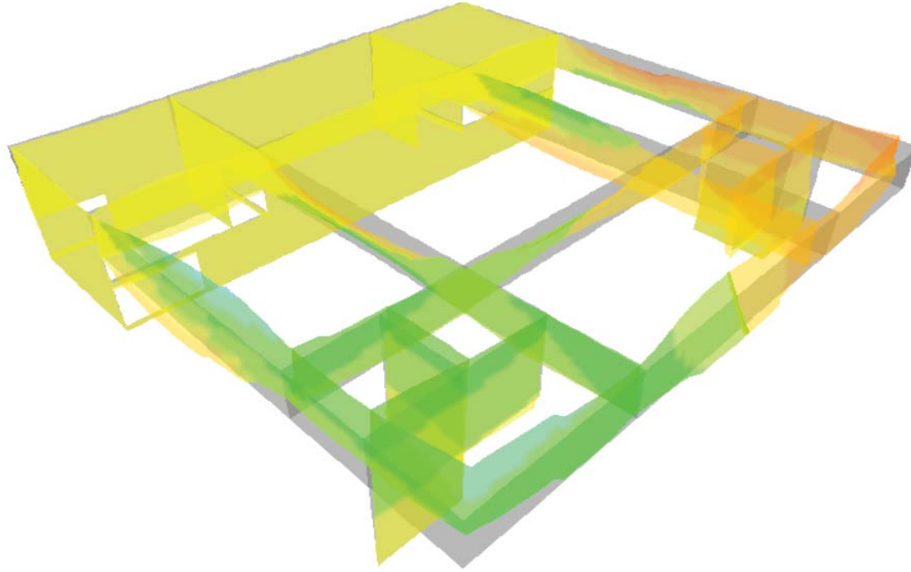


Planta del edificio

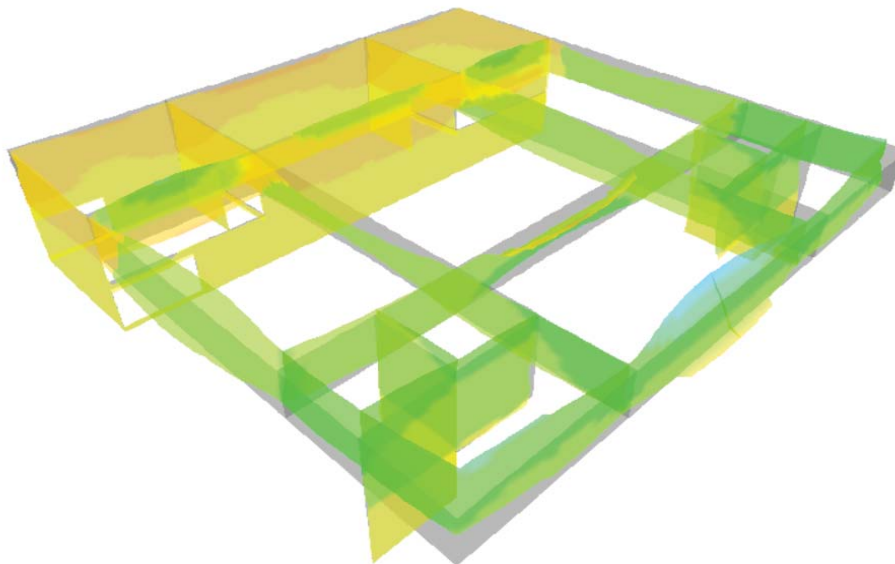


RESUMEN Δ DESPLAZAMIENTOS ELÁSTICOS (diafragmas horizontales ocultos)

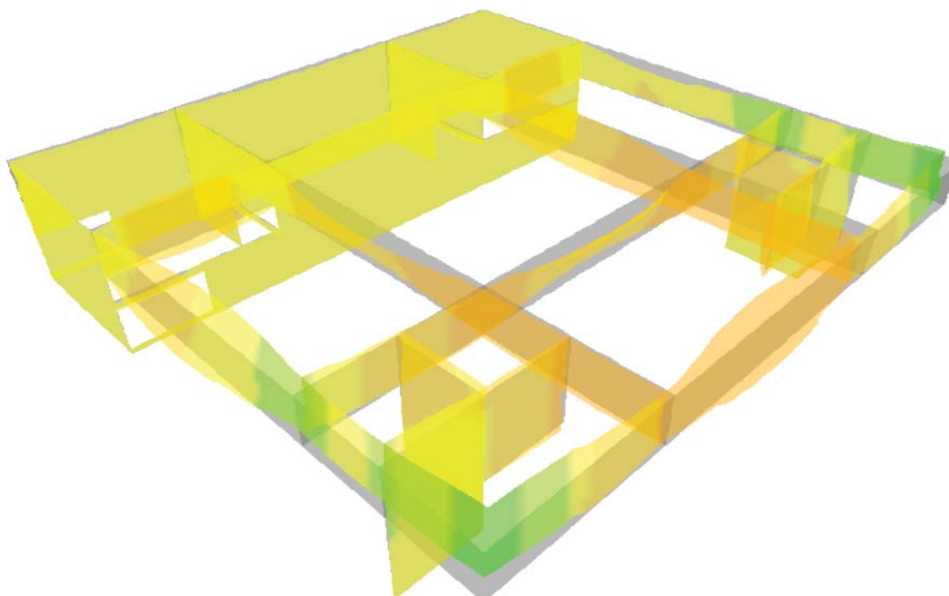
- **SS Sx con postesado** : ΔU_x [mm] : Min y máx = -5.6 y +5.6 mm



- **SS Sy con postesado**: ΔU_y [mm] : Min y máx = -4.2 y +7.2 mm



- **SS Sz con postesado**: ΔU_z [mm] : Min y máx= -31.4 y +3.4 mm



9.4. COMPROBACIÓN DE LA APTITUD AL SERVICIO DE LA ESTRUCTURA

NCSE -02 no establece límites al desplome global del edificio, sin embargo se puede tomar como referencia EN-1998 que sí que limita el desplome local entre planta a un 0.005 de la altura libre.

Por lo tanto para este edificio que la altura libre es 4,20m (para los muros en L) la limitación sería :

$$d_r \cdot \mu < 4200\text{mm} \cdot 0.005 = 21 \text{ mm}$$

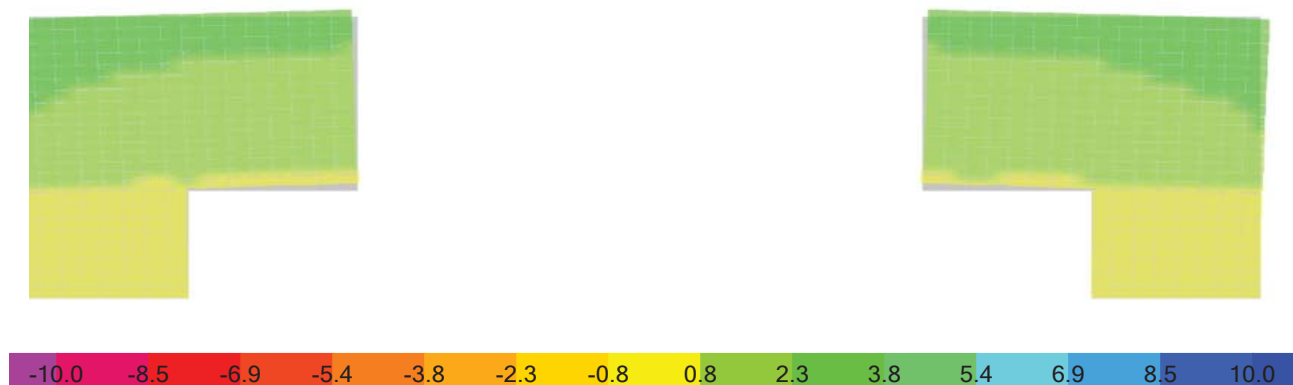
Considerando de esta forma el incremento de desplazamiento debido a plastificación de la estructura, que justifica la ductilidad de 2 considerada en el cálculo del espectro sísmico elástico.

Puesto que el incremento de desplazamiento elástico en la dirección Y máximo (dirección más desfavorable debido a los modos de vibración de la estructura) se sitúa en torno a los 5 mm, el incremento respecto a la combinación accidental antes de ocurrir el sismo:

$$d_r \cdot \mu = 5 \text{ mm} \cdot 2 = 10 \text{ mm} < 21 \text{ mm} = 0.005 h$$

En todo caso aceptable, debido a que la rigidez del edificio frente a desplome es bastante alta.

- SS Sy con postesado: ΔU_y [mm] :



9.5. COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE GLOBAL POR ELEMENTOS

9.5.1. LAJAS

COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE A FLEXIÓN

En varios modelos se ha comprobado que los primeros modos de oscilación se corresponden con la vibración local de las lajas, elementos de poca rigidez a torsión lateral y que involucran poca masa. Por lo tanto, puesto que la aceleración introducida no provoca el efecto global de torsión buscado, se decide analizar el modelo considerando la rigidez a torsión de estos elementos una vez comprobada su resistencia en un modelo reducido.

En primer lugar, se comprueba la existencia o no de inversión de momentos en las lajas.

Diagrama de tensiones S_{11} Máx [Máximo absoluto] [IN/mm²]:

COMB ACCIDENTAL SISMO : ENVOLVENTE (Combinación de acciones gravitatorias + S_x / S_z / S_z)

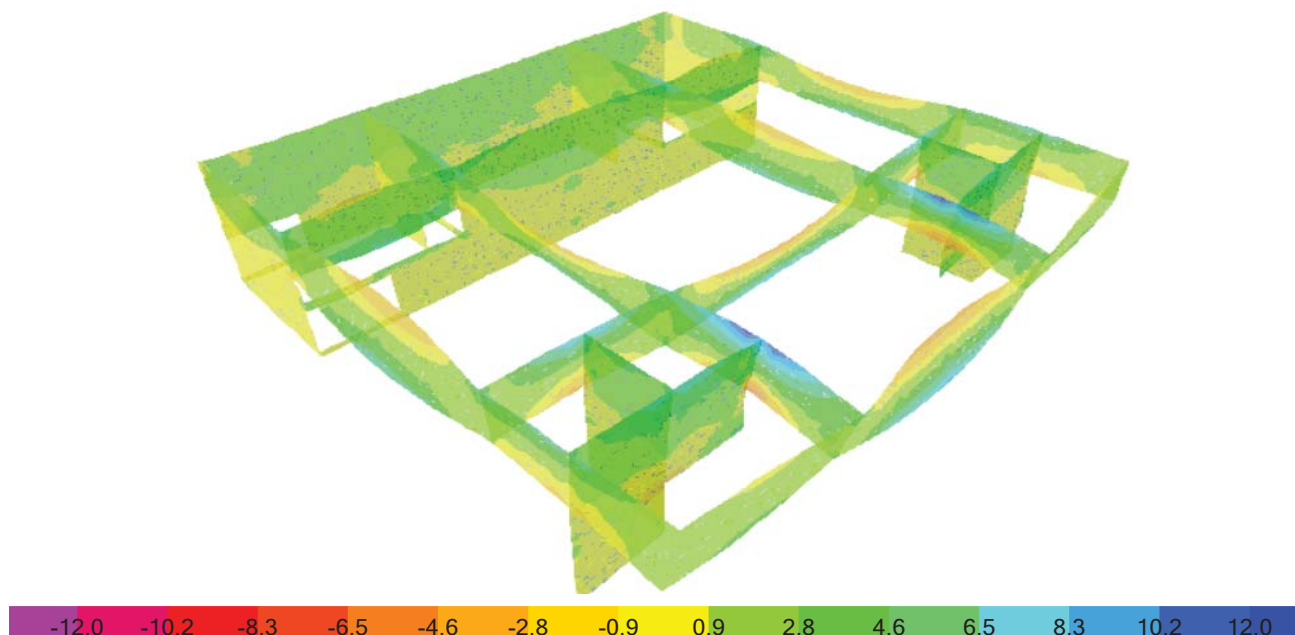
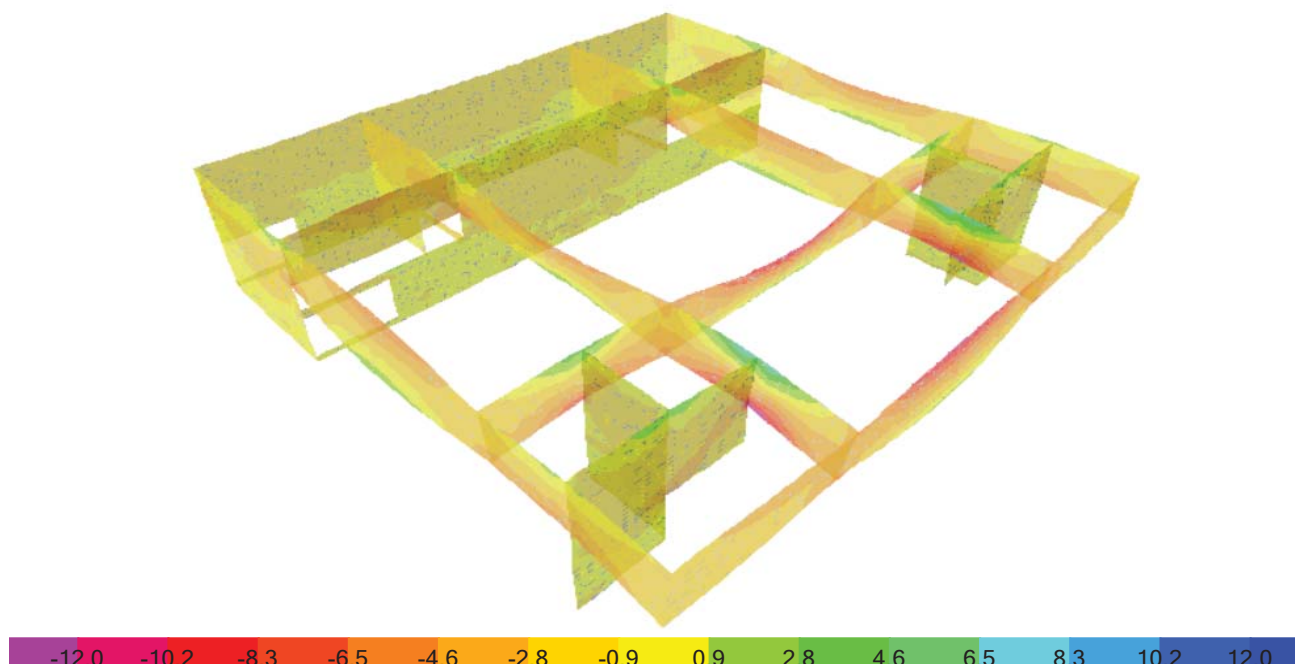


Diagrama de tensiones S_{11} Mín [Máximo absoluto] [IN/mm²]:

COMB ACCIDENTAL SISMO : ENVOLVENTE (Combinación de acciones gravitatorias + S_x / S_z / S_z)



Los diagramas se adjuntan con una combinación sin postesado, ya que son las tensiones que definen el momento de cálculo (unicamente debido a las cargas exteriores). Esto es debido a que al integrar las tensiones del hormigón y el acero postesado están son de igual magnitud pero distinto sentido, por lo que el resultado neto es cero. Sin embargo, SAP2000 al hacer un corte no integra ni da la opción de integrar las tensiones debidas a los tendones.

Al observarse que en todos los elementos las tensiones producen flexiones en el mismo sentido que las provocaba la combinación persistente o transitoria, queda comprobado que no hay inversión de momentos.

Se busca el momento máximo en situación sísmica en las lajas y se compara con los resultados para situación ordinaria, teniendo en cuenta que los coeficientes de seguridad de los materiales en situación sísmica son menores por lo que el momento resistido será mayor.

Debido a que las vigas se apoyan unas en otras sin tener un apoyo directo a cimentación, se utiliza un factor de sobrerresistencia a flexión de 1.5, para obligar a que se produzca antes la rotura dúctil por flexión que la frágil por cortante (factor de sobrerresistencia a cortante : 2)

FACTOR DE SOBRERRESISTENCIA: 1.5

		SITUACIÓN ACCIDENTAL		Sit. Perm o transit	
		kNm			-
		MOMENTO			
		M SAP	M SOBRERRESIST. 1.5	Md	Md sismo/Md
LAJA	A	8300	12450	15000	0.83
LAJA	B	15000	22500	43000	0.52
LAJA	C	6500	9750	14000	0.70
LAJA	D	4500	6750	7550	0.89
LAJA	E	11000	16500	19000	0.87

Máximo

* Los cálculos de la situación persistente o transitoria se detallan en el apartado de postesado.

COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE A CORTANTE

Al ser vigas que se apoyan en vigas el espectro de dirección vertical podría tener mayores efectos. Esto hay varias formas de tenerlo en cuenta: una sería haber considerado sin ductilidad el espectro en la dirección vertical, y la otra, la que se va a aplicar como se ha indicado, dar sobrerresistencia a este elemento ante los efectos que provocaría una aceleración sísmica mayor en ese sentido.

FACTOR DE SOBRERRESISTENCIA: 2

		kN		
		CORTANTE		
		VEd1	VEd2 No fisuradas	
LAJA	A	620	550	SITUACIÓN ACCIDENTAL
		1240	1100	V SOBRERRESIST. 2
		950	850	Sit. Pers o transit
		1.31	1.29	Vd sismo/Vd
LAJA	B	3900	1200	SITUACIÓN ACCIDENTAL
		7800	2400	V SOBRERRESIST. 2
		6300	3600	Sit. Pers o transit
		1.24	0.67	Vd sismo/Vd
LAJA	C	1800	1150	SITUACIÓN ACCIDENTAL
		3600	2300	V SOBRERRESIST. 2
		3000	Fisurada (2.8 N/mm ²)	Sit. Pers o transit
		1.20	0.77	Vd sismo/Vd
LAJA	D	900	460	SITUACIÓN ACCIDENTAL
		1800	920	V SOBRERRESIST. 2
		1500	1350 No fisurada (0.3 N/mm ²)	Sit. Pers o transit
		1.20	0.68	Vd sismo/Vd
LAJA	E	1550	700	SITUACIÓN ACCIDENTAL
		3100	1400	V SOBRERRESIST. 2
		2700	Fisurada (7.6 N/mm ²)	Sit. Pers o transit
		1.15	0.52	Vd sismo/Vd

COMPRESIÓN OBLICUA

Borde del apoyo

TRACCIÓN OBLICUA

1/2 canto borde del apoyo

Tracción oblicua del alma:

Es más desfavorable para estos elementos la situación persistente o transitoria, por lo que se comprueban en sus correspondientes apartados de las postasadas; excepto la laja A, que es más desfavorable en situación sísmica, pero que con la minoración de resistencias de situaciones persistentes o transitorias ya resiste más de 3200kN en regiones no fisuradas, por lo que esta condición no es limitativa.

Compresión oblicua del alma

Se comprueba la resistencia de las piezas.

Comprobación laja A**COMPROBACIÓN AGOTAMIENTO POR COMPRESIÓN OBLICUA EN EL ALMA**

$$V_d \leq V_{u1}$$

Piezas con armadura de cortante

Vu1

$$V_{u1} = K f_{1cd} b_0 d \frac{\cotg \theta + \cotg \alpha}{1 + \cotg^2 \theta}$$

En piezas sin armadura de cortante no resulta necesaria [44.2.3, EHE 08]

f_{cd}	38 N/mm ²
f_{1cd} (0.6 fcd si fcd < 60 N/mm ²)	23 N/mm ²
N_d ; esfuerzo axial de cálculo incluyendo pretensa	6562 kN
A_c ; área de hormigón	1330000 mm ²
σ'_{cd} ; tensión efectiva en el hormigón	4.93 N/mm ²
$\sigma'_{cd} =$	0.13 f_{cd}
K (44.2.3.1 EHE 08) función de σ'_{cd} / f_{cd}	1.13 -
b_0 ; menor ancho que presente la sección	350 mm
d ; canto útil en el punto considerado	1900 mm
α ; ángulo de las arm con el eje de la pieza	90 °
α	1.57 rad
$\cotg \alpha$	0.00
θ ; ángulo entre las bielas de compresión y el eje de la pieza	85 °
θ	1.48 rad
$\cotg \theta$ (0,5 ≤ cotg ≤ 2)	0.50
Incremento por inclinación de las armaduras	0.5

Para el cálculo de pilares debe tenerse en cuenta la compresión absorbida por las arm comprimidas

Fórmula simplificada (0.3 fcd * b * d)

7673 kN

Vu1**8657** kN

**Situación
accidental**

Habiéndose considerado del lado de la seguridad el canto útil la mitad del canto total, y sabiendo que simplificadoamente, (sin considerar el efecto favorable del pretensado), la resistencia de cualquier pieza de HP-50, de ese ancho y canto útil, como mínimo tiene una resistencia a compresión oblicua del alma de 7600 kN; se da por válido el dimensionado de las lajas A, C, D y E.

Lajas de canto 3,80 metros:

$$V_d \text{ máximo (lajas A, C, D y E) } = 3600 \text{ kN} < V_{u1} = 7600 \text{ kN}$$

Comprobación laja B

COMPROBACIÓN AGOTAMIENTO POR COMPRESIÓN OBLICUA EN EL ALMA

$V_d \leq V_{u1}$

Piezas con armadura de cortante

Vu1

$$V_{u1} = K f_{1cd} b_0 d \frac{\cotg \theta + \cotg \alpha}{1 + \cotg^2 \theta}$$

En piezas sin armadura de cortante no resulta necesaria [44.2.3, EHE 08]

f_{cd}	38 N/mm ²
f_{1cd} (0.6 fcd si fcd < 60 N/mm ²)	23.076923 N/mm ²
N_{di} ; esfuerzo axil de cálculo incluyendo pretensa	6562 kN
A_c ; área de hormigón	2380000 mm ²
σ'_{cd} ; tensión efectiva en el hormigón	2.76 N/mm ²
$\sigma'_{cd} =$	0.07 f_{cd}
K (44.2.3.1 EHE 08) función de σ'_{cd} / f_{cd}	1.07 -
b_0 ; menor ancho que presente la sección	350 mm
d ; canto útil en el punto considerado	6170 mm
α ; ángulo de las arm con el eje de la pieza	90 °
α	1.57 rad
$\cotg \alpha$	0.00
θ ; ángulo entre las bielas de compresión y el eje de la pieza	90 °
θ	1.57 rad
$\cotg \theta$ ($0.5 \leq \cotg \leq 2$)	0.50
Incremento por inclinación de las armaduras	0.5

Para el cálculo de pilares debe tenerse en cuenta la compresión absorbida por las arm comprimidas

Fórmula simplificada ($0.3 f_{cd} \cdot b \cdot d$)

24917 kN

Vu1

26704 kN

Situación
accidental

Habiéndose considerado del lado de la seguridad el canto útil la mitad del canto total, y sabiendo que simplifcadamente, (sin considerar los efectos favorables del pretensado), la resistencia de cualquier pieza HP-50, de ese ancho y canto útil ,como mínimo tiene una resistencia a compresión oblicua del alma de 24900 kN; se da por válido el dimensionado de las lajas B.

Lajas de canto 6,80 metros:

$$V_d \text{ máximo (lajas B) } = 7800 \text{ kN} < V_{u1} = 24900 \text{ kN}$$

CONDICIONES ADICIONALES POR SITUACIÓN SÍSMICA

EHE 08 , Anejo 10 Requisitos especiales recomendados para estructuras sometidas a acciones sísmicas, 6.2 VIGAS

- No se pueden considerar vigas, pues no cumplen los requisitos de relación axil de cálculo y axil resistido.
 $N_d / (A_c \cdot f_{cd}) = 0.3$ en compresión > 0.1 (máximo que establece EHE-08), pues el elemento no está trabajando únicamente a flexión sino que también está trabajando a compresión al tener el postesado.
- La luz del vano es mayor a tres veces el canto útil de los elementos ($3.5 \cdot 3 = 16.5\text{m} < 20\text{m}$), excepto en el caso del muro en L que se considera una ménsula corta debido a que es una región D, y en ella no se cumple la hipótesis de Navier-Bernouilli (dos secciones planas y paralelas siguen siendo planas aunque no paralelas a lo largo del proceso de deformación).
- En relación al empalme de las armaduras se alejarán, en lo posible, de las zonas críticas (zonas próximas a los extremos ($2d$))
- El resto de condiciones se establecen para alcanzar ductilidad alta o muy alta.

NCSE -02 , Capítulo 4 Reglas de diseño y prescripciones constructivas en edificaciones.

4.5.2 Vigas de hormigón.

- Debido a que la aceleración sísmica de cálculo supera 0.16 g ($a_c = 0.18\text{ g}$), se han de cumplir las siguientes prescripciones sea cual sea el grado de ductilidad elegido.

Independientemente del valor de μ , cuando la aceleración sísmica de cálculo, a_c , sea igual o superior a 0.16 g , la armadura longitudinal de las vigas principales será al menos de $2\phi 16$, y de $0.004 b \cdot h$, extendida a todo su desarrollo, y la separación de cercos, en una amplitud de $2h$ desde la cara del soporte, no será superior a 0.10 m (véase Figura 4.6).

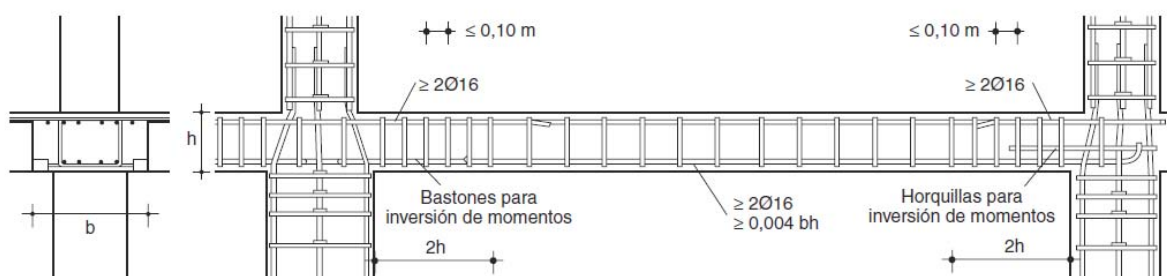


Figura 4.6. Requisitos de vigas para $a_c \geq 0.16\text{ g}$

Figura 4.6 . Requisitos de vigas para $a_c > 0.16\text{ g}$.

En cuanto a las lajas pretensadas se decide disminuir conforme a la figura la separación transversal entre estribos a 0.10 m en la longitud total de las lajas, ya que las cargas que recibe son principalmente puntuales, y únicamente en las zonas superior e inferior que es donde es más necesario el confinamiento.

También se decide aplicar la misma c.g.m. como viga a compresión y a tracción para dotar de una mayor ductilidad a estos elementos; siendo el costo ínfimo en relación a la repercusión de un fallo dúctil de estas. Y ya que, como se ha mencionado en el apartado criterios de diseño, debe mejorarse el comportamiento dúctil del conjunto al ser elementos pretensados con hormigón de alta resistencia.

Para las vigas del resto del edificio se cumplen todos los requisitos prescritos por las diferentes normas.

9.5.2. MUROS EN L

COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE A AXIL

Se integran las tensiones del elemento en función de su signo, por un lado se haya la suma de los axiles de compresión y por otro las de tracción.

Se comprueba tanto la combinación que da lugar a la tracción máxima como la que da lugar a la compresión máxima.

Tracción máxima

Diagrama de tensiones S22 Máx [Máximo] [N/mm²]:

COMB ACCIDENTAL SISMO : ENVOLVENTE (Combinación de acciones gravitatorias + Sx /Sz/ Sz)

Se representan ambos lados del muro en L (deformada)



Compresión máxima

Diagrama de tensiones S22 Min [Mínimo] [N/mm²]:

COMB ACCIDENTAL SISMO : ENVOLVENTE (Combinación de acciones gravitatorias + Sx /Sz/ Sz)

Se representan ambos lados del muro en L



Debido a que este elemento es el menos redundante de la estructura resistente a sismo, se utiliza un factor de sobrerresistencia a axil de 1.2. De esta forma se favorece que las rótulas plásticas se produzcan antes en las bases de los otros muros. A cortante, por ser un elemento crítico, se considera 2 (frente a 1.35 establecido por norma para comprobación de cortante (EHE-08)

FACTOR DE Sobrerresistencia: 1.2

	SOLICITACIONES MÁXIMAS					
	kN					
	AXIL					
	N SAP	N SOBRESIST. 1.2	it. Pers o trans	Nd sismo/Nd	NRd sísmico	Nd sismo/NRd
COMPRESIÓN	-14500	-17400	-21000	0.83	-80000	0.22
TRACCIÓN	4400 *1	5280	4500	1.17	7800	0.68 *2

*Resultado casi igual tracción debido a que el postesado tiene más influencia

*Se ha incluido la resistencia del alma de los perfiles (sin esta el factor sería 0.95)

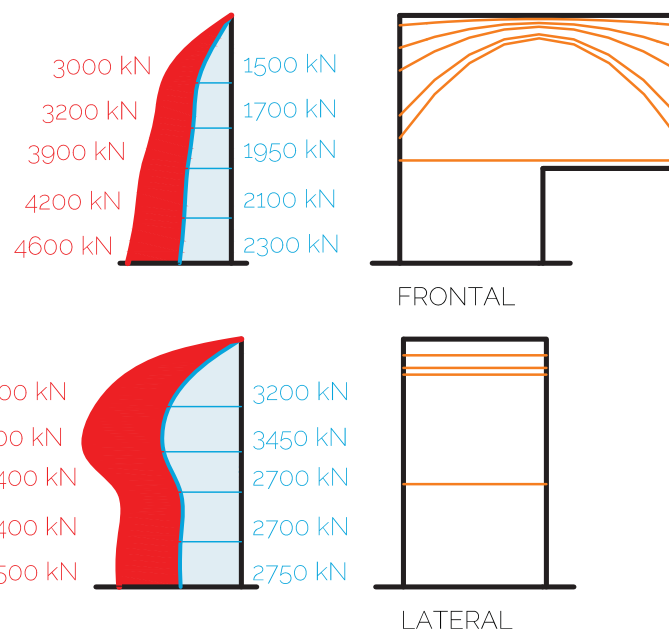
COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE A CORTANTE Y RASANTE

FACTOR DE SOBRERRESISTENCIA: 2

Se integran las tensiones del elemento para hallar el esfuerzo cortante máximo.

kN				
CORTANTE				
VEd1		VEd2		
V SAP	V SOBRERRESIST. 2	V SAP	V SOBRERRESIST. 2	
ZONA FRONTAL	2300	4600	1950	3900
ZONA LATERAL	2750	5500	3450	6900
COMPRESIÓN OBLICUA			TRACCIÓN OBLICUA	
Borde del apoyo			1 canto útil borde del apoyo	
			Fisuradas	

*cota +4,2 m



SOBRERRESISTENCIA 2

CÁLCULO ELÁSTICO

Diagrama de cortantes máximos en muros en L

Los resultados son razonables debido a que, en total se espera una fuerza horizontal de aproximadamente 12500 kN ($55000 \text{ kN} \cdot 2,41 \text{ m/s}^2$).

Puesto que los muros sostienen términos generales un 30% del peso total del edificio, que el cortante en su base calculado en elástico constituya aproximadamente un 40% de la fuerza total esperada, (sabiendo que la masa involucrada no es la total, y que se debe considerar el acoplamiento de los modos) valida el modelo en números gordos.

Es difícil hacer un número manual más aproximado, porque en primer lugar la suma de los cortantes de los distintos modos no es la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Y también porque los factores de participación modal que resultan de aplicar la normativa referido a los primeros modos no se parece a los resultados con respecto a los modos de oscilación que ha producido el programa.

Por esta razón se realizó un modelo de verificación a pequeña escala de la introducción de los datos en el programa (páginas 63-67), que junto con los resultados del cortante en la base puedan servir de criterio de validación general.

En cualquier caso, en un edificio que entraña esta complejidad de modelado sería sensato que para construirse realmente se modelase en otro programa diferente por una persona ajena a estos cálculos.

Compresión oblicua del alma

COMPROBACIÓN AGOTAMIENTO POR COMPRESIÓN OBLICUA EN EL ALMA

$V_d \leq V_{u1}$

Piezas con armadura de cortante

Vu1

$$V_{u1} = K f_{1cd} b_0 d \frac{\cotg \theta + \cotg \alpha}{1 + \cotg^2 \theta}$$

En piezas sin armadura de cortante no resulta necesaria [44.2.3, EHE 08]

f_{cd}	38 N /mm ²
f_{1cd} (0.6 fcd si fcd < 60 N/mm ²)	23 N /mm ²
N_d ; esfuerzo axil de cálculo incluyendo pretensa	0 kN
A_c ; área de hormigón	2100000 mm ²
σ'_{cd} ; tensión efectiva en el hormigón	0.00 N /mm ²
$\sigma'_{cd} =$	0.00 f_{cd}
K (44.2.3.1 EHE 08) función de σ'_{cd} / f_{cd}	1.00 -
b_0 ; menor ancho que presente la sección	350 mm
d ; canto útil en el punto considerado	5250 mm
α ; ángulo de las arm con el eje de la pieza	90 °
α	1.57 rad
$\cotg \alpha$	0.00
θ ; ángulo entre las bielas de compresión y el eje de la pieza	90 °
θ	1.57 rad
$\cotg \theta$ (0,5 ≤ cotg ≤ 2)	0.50
Incremento por inclinación de las armaduras	0.5

Para el cálculo de pilares debe tenerse en cuenta la compresión absorbida por las arm comprimidas

Fórmula simplificada (0.3 fcd * b * d)**21202 kN****Vu1****21202** kN**Situación
accidental****Zona frontal muro (donde se encuentra el perfil para resistir la tracción):**

$V_d \text{ máximo} = 5500 \text{ kN} < V_{u1} = 21200 \text{ kN}$

Zona lateral muro (de canto constante y sin tracciones):

Se ha comprobado que la capacidad a axil de compresión del elemento es muy alta en relación a la sollicitación.

Tracción oblicua del alma

Para comprobar la tracción oblicua del alma se considera la reducción de la capacidad resistente a cortante en función del grado de ductilidad que indica la EHE-08.

Zona frontal

COMPROBACIÓN AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN OBLICUA EN EL ALMA $V_d \leq V_{u2}$

CON ARMADURA CORTANTE

Piezas con armadura de cortante	$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$
ξ	$1.20 \leq 2$
A_s (longitudinal)	12360 mm ²
ρ	0.007
K : Factor reductor de V_{u2} debido a la ductilidad	0.8 $\mu = 2$
$V_{cu} = \left[\frac{0,15\kappa}{\gamma_c} \xi (100\rho_l f_{ck})^{1/3} + 0,15\alpha_l \sigma'_{cd} \right] \beta b_0 d$	
V_{u2}	567 kN

Contrib. hormigón V_{cu}	567 kN
--	---------------

$$V_{su} = 0.9 d A_{s90} f_{y90,d}$$

V_{u2}, Cortante resistido [kN]	kN
1c $\phi 12/100$	4842 kN
1c $\phi 12/150$	3417 kN
1c $\phi 16/100$	8167 kN
1c $\phi 16/150$	5634 kN

Se aumenta el armado mínimo de $\phi 12 / 150$ mm a $\phi 16$ cada 150 mm para seguir cumpliendo con la separación mínima entre armaduras de $b/3 = 0.12$ y $10 \phi_{long} = 12$ mm .

Zona lateral

Se considera el efecto favorable de la compresión sin superar los límites que marca la normativa.
Compresión mínima: 8800 kN

COMPROBACIÓN AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN OBLICUA EN EL ALMA

$V_d \leq V_{u2}$

CON ARMADURA CORTANTE

Piezas con armadura de cortante	$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$
ξ	$1.20 \leq 2$
A_s (longitudinal)	0 mm ²
ρ	0.000
$\sigma'_{cd} < 0.3 f_{cd} < 12$ Mpa	3.12 N/mm ²
K: Factor reductor de V_{u2} debido a la ductilidad	0.8 $\mu = 2$

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15 \kappa}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + 0.15 \alpha_l \sigma'_{cd} \right] \beta b_0 d$$

V_{u2} 861 kN

$V_{u2 \min}$ 1368 kN

Contrib. hormigón V_{cu} 1368 kN

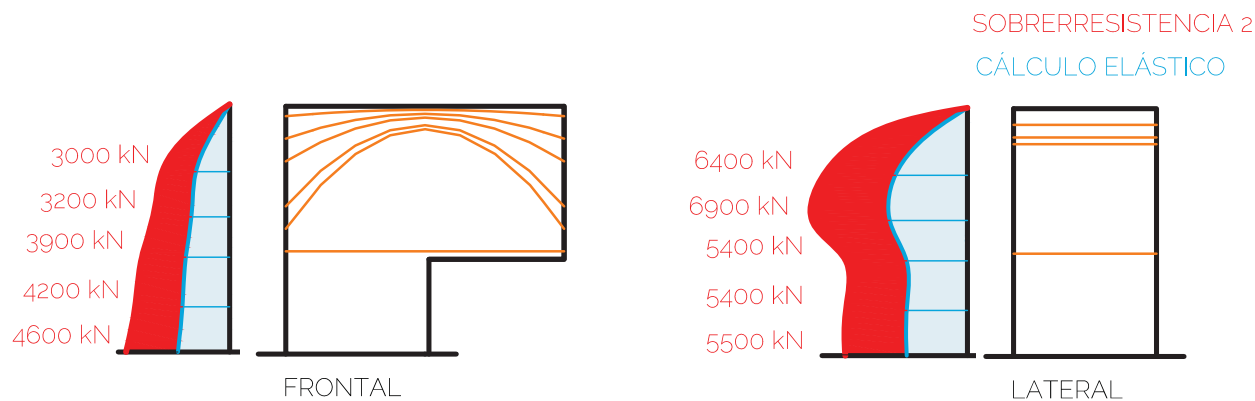
$$V_{su} = 0.9 d A_{90} f_{y90,d}$$

V_{u2}, Cortante resistido [kN]	kN
1c $\phi 12/100$	4842 kN
1c $\phi 12/150$	3417 kN
1c $\phi 16/100$	8167 kN
1c $\phi 16/150$	5634 kN
1c $\phi 20/150$	8484 kN

Se aumenta el armado mínimo de $\phi 12 / 150$ mm a $\phi 20$ cada 150 mm para seguir cumpliendo con la separación mínima entre armaduras de $b/3 = 0.12$ y $10 \phi_{\text{long}} = 12$ mm.

Rasante forjados - muros

Se comprueba con los cortantes extraídos a cada nivel de forjado el armado necesario para cubrir la transmisión horizontal de esfuerzos.



De nuevo se aplica un factor de sobrerresistencia de 2 igual que al cortante por ser rotura frágil y estar muy concentrados los esfuerzos en una zona crítica.

Planta cubierta

- FRONTAL $L_{eff} = 12 \text{ m}$; $V_{Ed} = 1500 \cdot 2 = 3000 \text{ kN}$

BIELAS Y TIRANTES EN EL HORMIGÓN	
Fuerza (V_{Ed})	3000 kN
Longitud línea de rotura	12 m
Φ barra armadura	16 mm
Area barra	201 mm ²
U_s ; barra ($f_{yd} < 400 \text{ N/mm}^2$)	80.4 kN
Número de ud /m	3.3 ud
s: Distancia entre barras	30 cm
Armadura necesaria	
$\Phi 16/30$	
V_{Rd}	268 kN
V_{Ed}	250 kN/m
Cumple	

- LATERAL $L_{eff} = 6 \text{ m}$; $V_{Ed} = 3200 \cdot 2 = 6400 \text{ kN}$

BIELAS Y TIRANTES EN EL HORMIGÓN	
Fuerza (V_{Ed})	6400 kN
Longitud línea de rotura	6 m
Φ barra armadura	25 mm
Area barra	491 mm ²
U_s ; barra ($f_{yd} < 400 \text{ N/mm}^2$)	196.4 kN
Número de ud /m	6.7 ud
s: Distancia entre barras	15 cm
Armadura necesaria	
$\Phi 22/15$	
V_{Rd}	1309 kN
V_{Ed}	1008 kN/m
Cumple	

Planta primera

- FRONTAL $L_{eff} = 12 \text{ m}$; $V_{Ed} = 1950 \cdot 2 = 3900 \text{ kN}$

BIELAS Y TIRANTES EN EL HORMIGÓN	
Fuerza (V_{Ed})	3900 kN
Longitud línea de rotura	12 m
Φ barra armadura	16 mm
Area barra	201 mm ²
U_s ; barra ($f_{yd} < 400 \text{ N/mm}^2$)	80.4 kN
Número de ud /m	6.7 ud
s: Distancia entre barras	15 cm
Armadura necesaria	
Φ16/15	
V_{Rd}	536 kN
V_{Ed}	325 kN/m
Cumple	

- LATERAL $L_{eff} = 6 \text{ m}$; $V_{Ed} = 2700 \cdot 2 = 5400 \text{ kN}$

BIELAS Y TIRANTES EN EL HORMIGÓN	
Fuerza (V_{Ed})	5400 kN
Longitud línea de rotura	6 m
Φ barra armadura	25 mm
Area barra	491 mm ²
U_s ; barra ($f_{yd} < 400 \text{ N/mm}^2$)	196.4 kN
Número de ud /m	6.7 ud
s: Distancia entre barras	15 cm
Armadura necesaria	
Φ22/15	
V_{Rd}	1309 kN
V_{Ed}	850 kN/m
Cumple	

El resto de muros, por las elevadas longitudes de líneas de rotura, cumplen con el armado del mallazo dispuesto.

No se confía nada de rasante al hormigón de las prelosas, pues se suponen fisuradas.

Se maciza la zona que se ha de cubrir con este mallazo para garantizar los recubrimientos mínimos y un mejor enlace.

CONDICIONES ADICIONALES POR SITUACIÓN SÍSMICA

EHE 08 , Anejo 10 Requisitos especiales recomendados para estructuras sometidas a acciones sísmicas, 6.5 PANTALLAS

- Las pantallas cumplen los requisitos de relación axil de cálculo y axil resistido.
 $N_d / (A_c \cdot f_{cd}) = 0.22$ en compresión
- La armadura principal se dispone en ambas caras y el espesor de los muros supera 15 cm.
- La cuantía geométrica de armado longitudinal es el 4% (cgm de armado vertical).
[*Parece una errata de la EHE-08, pues NCSE-02 establece esta cuantía como la máxima admisible, y da lugar a armados excesivos teniendo en cuenta que las pantallas normalmente son elementos de elevados espesores.]
- Las pantallas se han considerado como una unidad formada por alas y alma, la L completa, para anclaje y solape
- La longitud crítica en vertical se considera la altura libre de piso para edificios de 6 plantas o menos (4,2 m)
- A pesar de que el axil reducido de cálculo bajo la acción sísmica es superior a 0,15 no es preciso disponer una cuantía mecánica mínima de armadura de confinamiento pues la ductilidad aplicada no es ni alta ni muy alta. Aun así se decide mejorar el confinamiento en los muros en L porque como se ha comentado no son redundantes y un fallo puede suponer el colapso de la estructura frente a un incremento del coste irrelevante y porque NCSE 02 lo considera prescriptivo con esta aceleración sísmica de cálculo.

NCSE -02 , Capítulo 4 Reglas de diseño y prescripciones constructivas en edificaciones.

4.5.5 Pantallas de rigidización.

- Debido a que la aceleración sísmica de cálculo supera 0,16 g ($a_c = 0.18$ g), el espesor de los muros supera 15 cm y mayor que $h/20 = 4,2/20 = 0.21$ m (< 0.35 m).
- La armadura base estará formada por dos mallas, con intervalo entre las barras de la malla, no superior a 0,15 m.
- La sección de cada familia de mallas no será inferior al 0,25 % ni superior al 4 % de la sección de hormigón.
- En la parte baja de los dos bordes de la pantalla se dispondrán cercos como se indica en la figura 4.21.

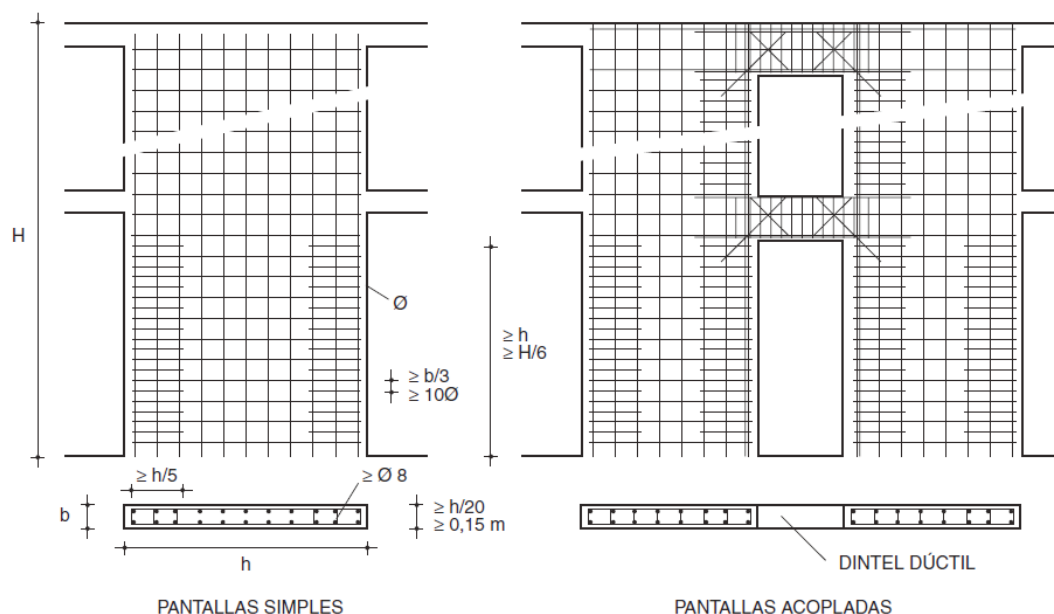


Figura 4.21 . Armado de pantallas

9.5.3. ARMADO MUROS DE GRAN LONGITUD A TRACCIÓN.

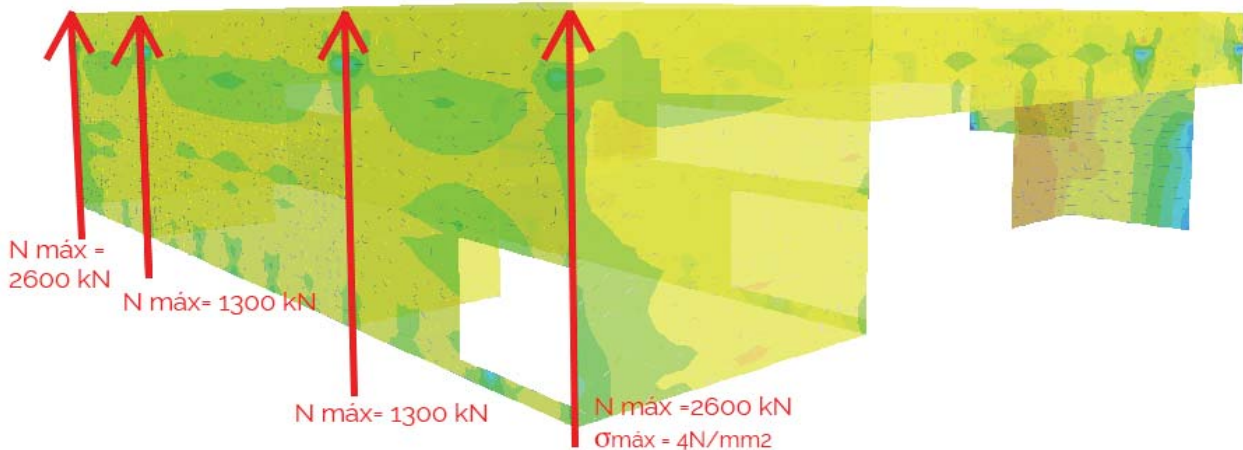
Debido al postesado y a la carga sísmica de carácter horizontal se producen en los muros traseros tracciones, que han de ser soportadas por un elemento con resistencia a tracción. Se decide embutir perfiles de acero en los muros, de la misma forma que se ha procedido en los muros en L.

Se calculan por integración de axiles verticales las solicitaciones máximas a tracción en cada zona del muro. En la situación más desfavorable en ELS, como se puede observar en el apartado de postesado, la tracción es mucho menor debido a que las cargas gravitatorias favorables son similares y la carga horizontal, viento, es de mucha menor entidad.

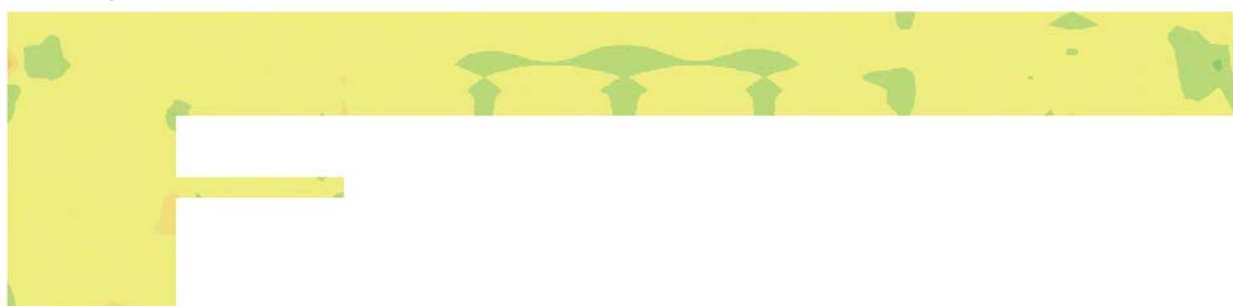
Tracción máxima

Diagrama de tensiones S22 Máx [Máximo] [(N/mm²):

COMB ACCIDENTAL SISMO : ENVOLVENTE (Combinación de acciones gravitatorias + Sx /Sz/ Sz)



LAJA D



LAJA E



Perfiles elegidos:

- $N_{m\acute{a}x} = 2600 \text{ kN}$; HEM180 S275JR ($N_{pl,Rd} = 2967 \text{ kN}$)
- $N_{m\acute{a}x} = 1300 \text{ kN}$; HEB160 S275JR ($N_{pl,Rd} = 1422 \text{ kN}$)

Se eligen perfiles HEM y HEB por sus menores dimensiones de rectángulo circunscrito, y porque pueden dejar pasar los tendones de postesado a través de perforaciones en sus almas.

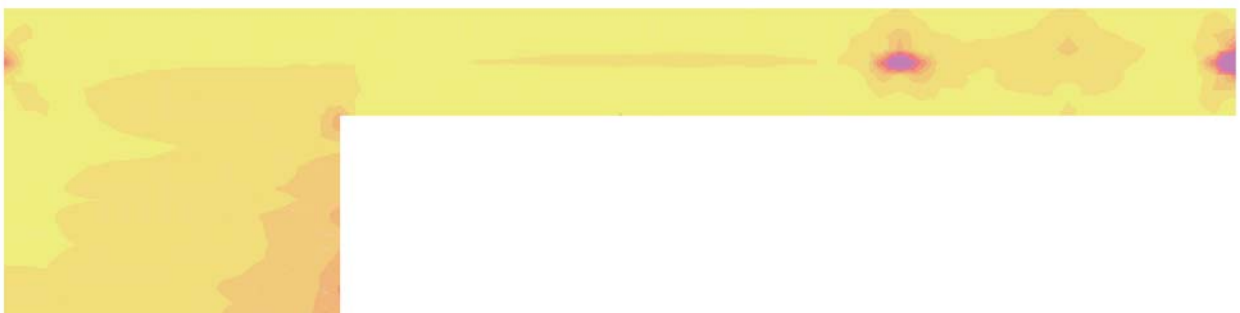
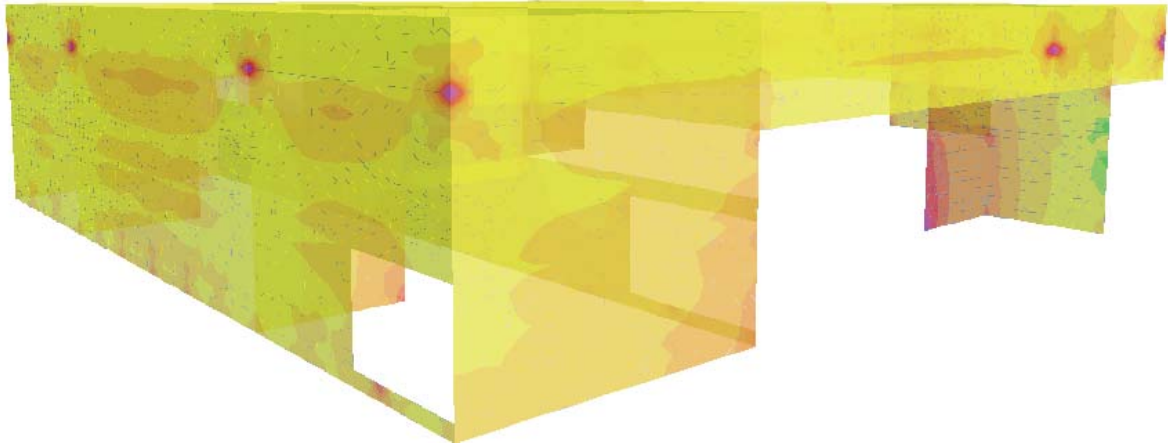
A pesar de ser bajas las tensiones de tracción no se confía a la resistencia de las armaduras por la existencia de huecos en el muro que se corresponden con ventanas y que no han sido modelados.

Compresión máxima

Diagrama de tensiones S22 Mín [Mínimo] [N/mm^2]:

COMB ACCIDENTAL SISMO : ENVOLVENTE (Combinación de acciones gravitatorias + S_x / S_z / S_z)

Se representan ambos lados del muro en L



LAJA D



LAJA E



Por los valores de las tensiones se puede concluir que estos muros tienen sobrada resistencia a axil y a momento y no será necesaria su comprobación.

Además, puesto que el cortante solicitación de estos muros es mucho menor que el cortante que han de resistir los muros en L, debido a su mayor dimensión, no será necesaria una comprobación de la capacidad portante adicional y se arman con armado mínimo.

9.5.4. DINTELES DÚCTILES Y VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO PANTALLAS

Por su mínima rigidez en relación a las pantallas se arman en situación persistente o transitoria en régimen elástico, pero satisfaciendo los detalles constructivos que propone la normativa en cuanto a vigas en situación sísmica con aceleración de cálculo mayor a 0.16 g.

Se adjunta un resumen de las comprobaciones de los elementos más desfavorables.

		VH1	VH2	VH3	VH4	VH5	VH6
Carga prelosa	kN/m	48	48	48	48	48	0
n° prelosas	-	2	2	1	1	1	1
Carga puntual	kN	0	0	0	0	0	600
h	m	0.65	0.65	2.4	2	3.8	3.8
b	m	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
Peso viga	kN/m	6	6	21	18	33	33
Carga total	kN/m	102	102	69	66	81	33
	kN	0	0	0	0	0	600
Luz	m	3.0	8.8	5.2	5.8	5.8	12.0

Se suponen todas de HA- 30 del lado de la seguridad

Redondos mínimos según NCSE-02 arriba y abajo 2 ϕ 16

Ni el momento límite ni la limitación del bloque de compresiones son alcanzados en ningún caso

Combinación (ELU)

M_{Ed} extremos	kNm	76	656	155	184	228	1299
Arm. mín/nec	-	2 ϕ 16	5 ϕ 25	2 ϕ 16	2 ϕ 16	2 ϕ 16	2 ϕ 16
	mm ²	402	2455	402	402	402	402
M_{Rd} extremos	kNm	254	727	1038	859	1665	1665
M_{Ed} centro	kNm	38	328	78	92	114	1100
Arm. mín/nec	-	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2 ϕ 16	2 ϕ 16	2 ϕ 16	2 ϕ 16
M_{Rd} centro	kNm	254	357	1038	859	1665	1665
Cgm (B500SD)	mm ²	910	910	2352	1960	3724	3724
		3 ϕ 16 +1 ϕ 12	3 ϕ 16 +1 ϕ 12	6 ϕ 25	4 ϕ 25	8 ϕ 25	8 ϕ 25
	mm ²	1005	716	2946	1964	3928	3928
ARM FINAL SUP	-	5ϕ16	5ϕ25	6ϕ25	4ϕ25	8ϕ25	8ϕ25
ARM FINAL INF	-	5ϕ16	5ϕ16	6ϕ25	4ϕ25	8ϕ25	8ϕ25

Por disp. constructivas se disponen en toda la viga tanto arriba como abajo (long. de anclaje elevadas)

Separación máxima en las zonas críticas según EHE para vigas según NCSE-02 10 cm

Para cantos \geq a 2 m se aplica la separación máx para arm vertical en pantallas y cgm vigas (2.8 por mil)

V_{Ed} extremos	kN	153	447	179	190	236	500
Vu1	kN	1260	1260	4935	4095	7875	7875
		1cϕ6/10cm	1cϕ12/10cm	1cϕ12/15cm	1cϕ12/15cm	1cϕ12/15cm	1cϕ12/15cm
Vu2	kN	205	640	1620	1384	2548	2548

9.5.5. CRITERIOS GENERALES DE ARMADO

TRANSMISIÓN DE ESFUERZOS HORIZONTALES

NCSE- 02 (4.5.4 Forjados)

En los edificios con pantalla de rigidización, cuando la aceleración sísmica de cálculo a_c sea igual o mayor de 0,16 g, si la acción horizontal se canaliza a través del esfuerzo rasante en el plano de la capa superior del forjado, ésta tendrá como mínimo 0,05 m si hay bovedillas y 0,06 m si no las hay, incrementándose la armadura de reparto en un 50 % respecto a lo establecido con carácter general.

El armado mínimo necesario para el forjado es el siguiente:

Armadura reparto en la capa de compresión

	Espesor	50.0	mm
		B500	
Perpendicular nervios	55	100	mm ² /m
Paralelo nervios	30	100	mm ² /m

Por forjado Por sección mixta (2%; sin apear)

Mallazo: separación inferior a 350 mm y Ø 4mm (5 mm se si considera a efectos de comprobación de E.L.U.)

PLANTA PRIMERA Y CUBIERTA	Cuantía mínima	100	mm ² /m
Arm de reparto	Φ 8 /300.300 mm	165	mm ² /m

PLANTA BAJA	Cuantía mínima	55	mm ² /m
Arm de reparto	Φ 6 /300.300 mm	92	mm ² /m

No obstante, se ha comprobado la armadura a rasante de los muros en L en los que empotran los forjados ante la acción horizontal sísmica.

9.6. ANÁLISIS COMPARATIVO CON OTROS MODELOS (DIAFRAGMA RÍGIDO)

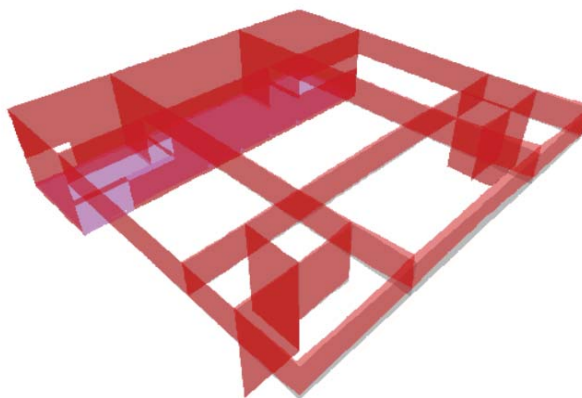
La normativa EHE-08 (Anejo 10, Apartado 6.7 Diafragmas horizontales) establece que se podrán usar de forma simplificada diafragmas rígidos en sustitución de los elementos horizontales (o diafragmas horizontales del edificio) siempre que se cumplan una serie de criterios que aluden a su esbeltez en planta, mientras que EN 1998 alude a los criterios de deformación ya expuestos al principio del apartado de análisis sísmico.

Se realiza una comprobación de que los modos de vibrar que provocan torsión global tienen periodos similares con diafragmas rígidos y semirrígidos, a pesar de que el edificio se ha de modelar con diafragmas semirrígidos por los motivos ya expuestos.

Modo 1 ($T = 0.1 \text{ s}$)

MODO DE FLEXIÓN

3d del edificio



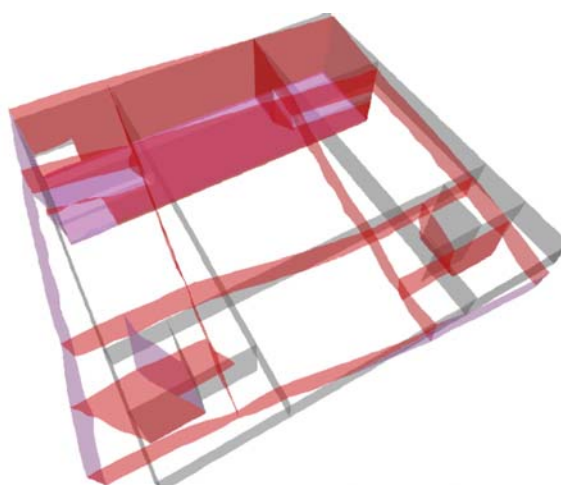
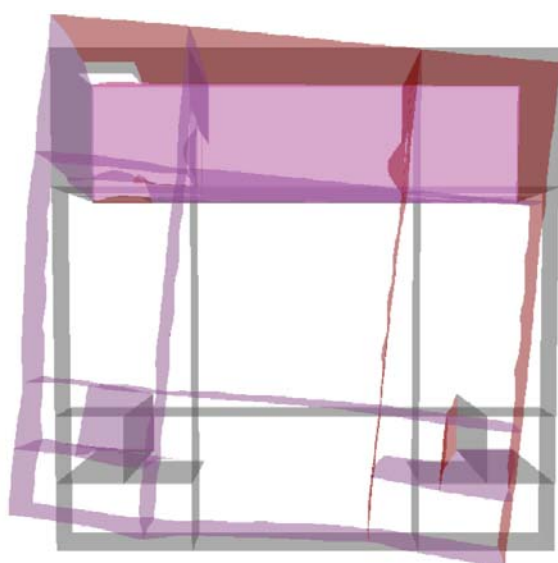
Modo 2 ($T = 0.097 \text{ s}$)

MODO DE TORSIÓN

Este es el modo buscado, donde el cortante produce en la base de los pilares el máximo cortante de cálculo.

Planta

3d del edificio



Efectivamente son similares a los resultados con diafragmas semirrígidos, donde los periodos de los modos de vibración que provocaban torsión global estaban en los siguientes valores: 0.14 y 0.116 s. También similares a los previstos por la normativa NCSE-02: $T_{\text{Fundamental}} = 0.11 \text{ s}$.

9.7. ZONA ADMINISTRATIVA

9.7.1. MODELADO SÍSMICO.

CONSIDERACIONES GENERALES

Esta zona del edificio no presenta mayores particularidades que la falta de simetría en planta y la existencia de un gran hueco horizontal en uno de los muros.

Se decide utilizar la misma ductilidad que en la zona pública del edificio, ya que previsiblemente por criterios constructivos y de proyecto las dimensiones y armado de los elementos serán suficientes, y esto facilita el diseño y ejecución de las uniones.

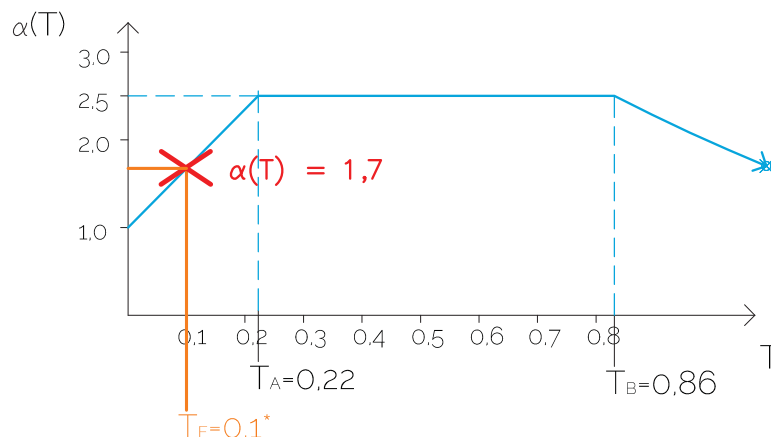
Se utilizan diafragmas rígidos para los forjados, ya que en este edificio no hay grandes huecos en los diafragmas ni particularidades que lo impidan.

Se eliminan los modos de flexión locales de las vigas incrementando su resistencia a flexión; aunque el edificio se podría haber modelado sin estas se utilizan para introducir las cargas.

ESPECTRO SÍSMICO

Puesto que este edificio es mucho más rígido el espectro de respuesta elástico introducido se puede modificar. Se modifica del lado de la seguridad, utilizando como periodo 0.1 segundos, el máximo que dio como resultado el edificio anterior, que se sabe es mucho menos rígido. El de este edificio está en torno a los 0.04 - 0.02 s, pero siempre está bien en edificios irregulares tener una reserva de resistencia ante una torsión diferencial.

Siendo un 5 % el amortiguamiento respecto al crítico para edificios compartimentados de hormigón.

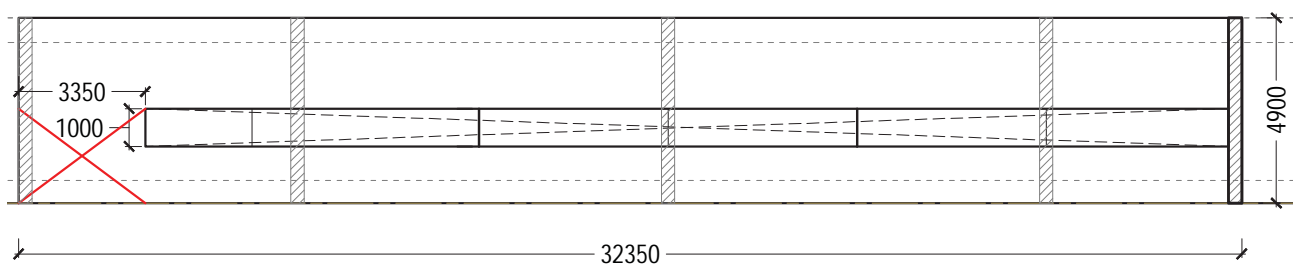


Aceleración del espectro elástico introducido en SAP2000

$$\text{Aceleración}_{\text{SAP}} = \alpha \cdot v/\mu \cdot a_c = 1.7 \cdot 1/2 \cdot 0.18 \cdot g = 0.15 g = 1.50 \text{ m/s}^2$$

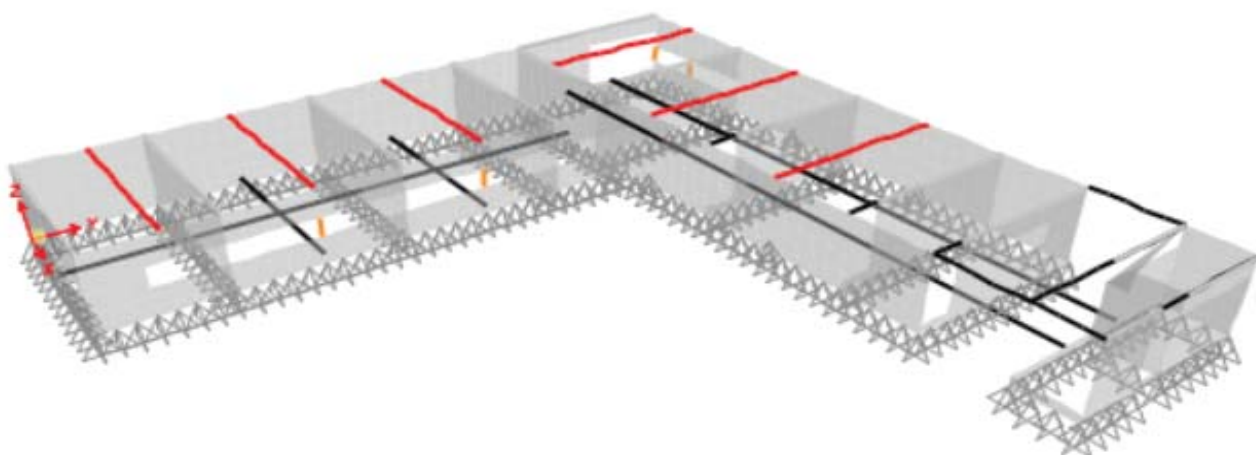
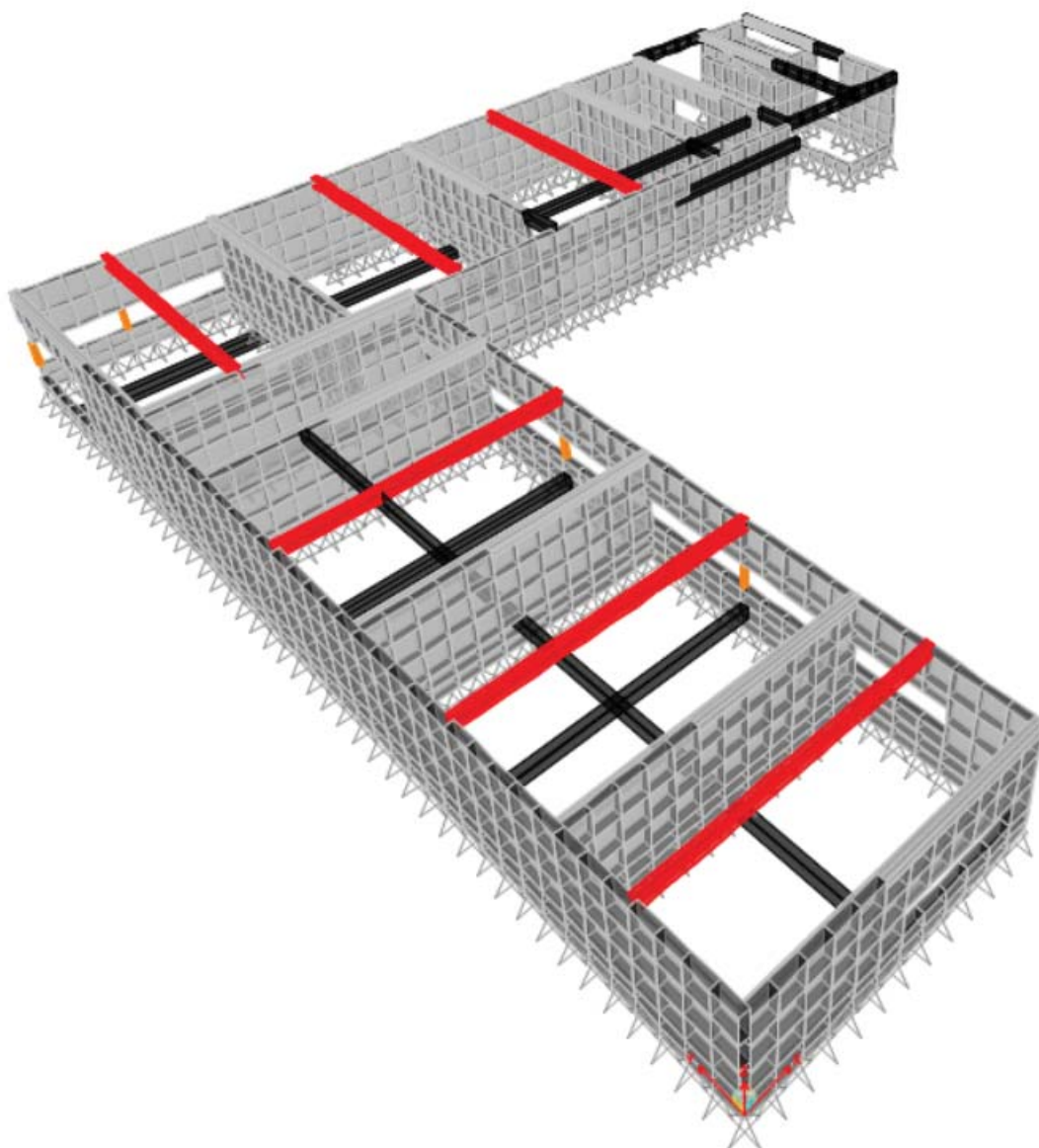
MODELADO FINAL

Se realiza un modelado mucho más exhaustivo para poder evaluar la resistencia del elemento que tiene una probabilidad de fallo local mayor. Se observa que tiene conectados muros y forjados en perpendicular que colaborarían frente a una posible rotura, pero no se consideran en el cálculo del lado de la seguridad.



El modo que más masa moviliza es el periodo fundamental global. Se comprueba que es menor al considerado para definir el espectro : $T_{\text{F SAP}} = 0.02 < T_{\text{F considerado}} = 0.1 \text{ s}$, lo cual concuerda con los resultados de la norma.

MODELO FINAL



3d del edificio

9.7.2. ARMADO MUROS

Se arman con cuantía geométrica mínima respetando las prescripciones de separación máxima entre armados en pantallas de 15 cm.

Cuantía geométrica mínima (EHE-08, Tabla 42.3.5)

Se podrán tener en cuenta las armaduras pretensas siempre que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica

MUROS

Armadura horizontal	1120 mm ²	Corresponde a ambas caras
Armadura vertical	438 mm ²	Corresponde a la cara traccionada Cara comprimida = 30% cara traccionada

ARMADURA HORIZONTAL

ARMADURA PASIVA	Ø	12	
As, área de un barra (arm. pasiva):		113 mm ²	
Separación		150 mm	
Número de barras (arm. pasiva):		6.7 ud	
		753 mm ²	> 560 mm ² Corresponde a una sola cara

ARMADURA VERTICAL

ARMADURA PASIVA	Ø	12	
As, área de un barra (arm. pasiva):		113 mm ²	
Separación		150 mm	
Número de barras (arm. pasiva):		6.7 ud	
		753 mm ²	> 438 mm ² Corresponde a una sola cara

La cuantía mecánica mínima es menor que la colocada en todos los casos.

9.7.3. COMPROBACIÓN LOCAL MURO

Se integran las tensiones tangenciales para conocer el valor del cortante en ese punto, y las normales para conocer el momento.

Se utiliza un valor de 1,35 de sobrerresistencia a cortante y 1 a momento para que el fallo sea dúctil y mediante la fisuración del hormigón a flexión se disipe energía.

COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE A CORTANTE

Tracción oblicua del alma

$V_{Ed \text{ sin sobrerresistencia}} = 180 \text{ kN}$ a la altura de la ventana

$V_{Ed} \cdot 1.35 = 180 \cdot 1.35 = 250 \text{ kN}$ a la altura de la ventana

COMPROBACIÓN AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN OBLICUA EN EL ALMA

$$V_d \leq V_{u2}$$

ZONAS FISURADAS

Piezas sin armadura de cortante	V_{u2}
$\xi < 2$	1.28
A_s (longitudinal)	0 mm ²
$\rho < 0.02$	0.00
α_l	1.00
$f_{ct,d}$	2.03 N /mm ²
$f_{cv} = f_{ck}$ (control directo)	30.00 N /mm ²
$\sigma'_{cd} < 0.3 f_{cd} < 12 \text{ Mpa}$	0.00 N /mm ²

En apoyos interiores de estructuras continuas con armadura activa pasante no se considerará la contribución del axil de pretensado en el cálculo de N_d : armadura pretesas.

$V_{u2 \text{ min}}$	464 kN
V_{u2}	464 kN

La resistencia debida unicamente al hormigón ya es suficiente, sin considerar ningún tipo de armadura longitudinal, solo por la propia resistencia del hormigón.

Compresión oblicua del alma

Se comprueba en el borde del apoyo, por lo que la sección a comprobar se situaría en la zona baja del muro donde la sección del muro es 32 m.

Sin embargo, se comprueba también en la zona de la ventana, donde es más probable la rotura.

Su valor de cálculo en esta zona es:

$$V_{Ed} = 180 \text{ kN a la altura de la ventana}$$

COMPROBACIÓN AGOTAMIENTO POR COMPRESIÓN OBLICUA EN EL ALMA

$$V_d \leq V_{u1}$$

Piezas con armadura de cortante

Vu1

$$V_{u1} = K f_{1cd} b_0 d \frac{\cotg \theta + \cotg \alpha}{1 + \cotg^2 \theta}$$

En piezas sin armadura de cortante no resulta necesaria [44.2.3, EHE 08]

f_{cd}	23	N /mm ²
f_{1cd} (0.6 fcd si fcd < 60 N/mm ²)	14	N /mm ²
N_d ; esfuerzo axil de cálculo incluyendo pretensa	0	kN
A_c ; área de hormigón	1172500	mm ²
σ'_{cd} ; tensión efectiva en el hormigón	0.00	N /mm ²
$\sigma'_{cd} =$	0.00	f_{cd}
K (44.2.3.1 EHE 08) función de σ'_{cd} / f_{cd}	1.00	-
b_0 ; menor ancho que presente la sección	350	mm
d; canto útil en el punto considerado	2600	mm
α ; ángulo de las arm con el eje de la pieza	90	°
α	1.57	rad
$\cotg \alpha$	0.00	
θ ; ángulo entre las bielas de compresión y el eje de la pieza	90	°
θ	1.57	rad
$\cotg \theta$ (0,5 ≤ cotg ≤ 2)	0.50	
Incremento por inclinación de las armaduras	0.5	

Para el cálculo de pilares debe tenerse en cuenta la compresión absorbida por las arm comprimidas

Fórmula simplificada (0.3 fcd * b *d)

6300 kN

Vu1

6300 kN

**Situación
accidental**

La resistencia es muy holgada, y en las zonas donde el muro tiene una mayor dimensión más aún.

COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE A FLEXIÓN

Se comprueba como un pilar de dimensiones $3,3 \times 0,35 \text{ m}^2$ y el armado por cuantía geométrica mínima vertical ($\phi 12 / 15 \text{ cm}$). Se debería de comprobar con un modelo simplificado de bielas y tirantes, pues en este caso no se cumple el diagrama parábola-rectángulo de plastificación, pero si la resistencia es muy holgada se da por válido.

$$M_{\text{Ed sin sobrerresistencia}} = 240 \text{ kNm a la altura de la ventana}$$

$$M_{\text{Ed}} \cdot 1,35 = 240 \cdot 1 = 240 \text{ kNm a la altura de la ventana}$$

Para que haya un momento de 240 kNm se necesita un axil de tracción y compresión de aproximadamente 80 kN para un brazo de 3 m (considerando la plastificación de las armaduras extremas y del hormigón extremo).

A compresión:

Con un hormigón HA-30 (23 N/mm^2 de resistencia en situación de cálculo), con una sección de 3500 mm^2 es suficiente. Considerando que el elemento presenta un ancho de 350 mm por criterios proyectuales se concluye que a compresión no presenta ningún problema.

Tampoco habría problema en la comprobación por bielas y tirantes, pues si se trazase la cercha que dibujan las trayectorias de las cargas la sección que se requeriría sería muy pequeña, debido a que la resistencia de las bielas es alta ($0,6 \cdot f_{\text{cd}} = 13,8 \text{ N/mm}^2$).

A tracción:

En un área de $35 \times 35 \text{ cm}^2$ se encuentran tanto en vertical como en horizontal 4 barras de $\phi 12$ (B 500 SD) lo cual significa que reduciendo su resistencia a la máxima en un modelo de bielas y tirantes (400 N/mm^2) resultan las siguientes resistencias de los tirantes:

$$4\phi 12 \text{ (B 500 SD)} = 180 \text{ kN}$$

La resistencia es holgada en cualquier caso.

9.8. JUNTA DE DILATACIÓN

Se calculan los desplazamientos horizontales máximos considerando el incremento por plastificación que pueden producirse en cada edificio, y se proyecta una junta de dilatación suficiente para que no pueda producirse en una ninguna situación una colisión entre ambos, ya que tienen periodos de vibración distintos.

El desplazamiento máximo en la dirección más desfavorable (Y) del edificio público es de menos de 2 mm en elástico debido a su gran rigidez en esa zona.

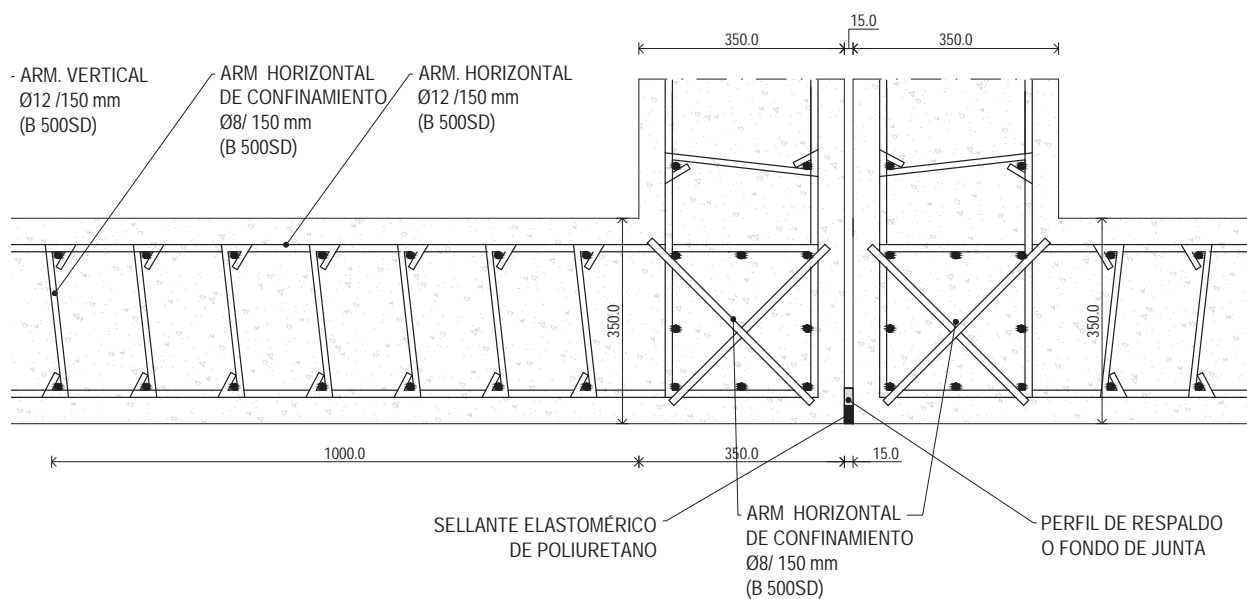
El desplazamiento máximo en la dirección más desfavorable (Y) del edificio administrativo es de menos de 0.5 mm en elástico debido a su gran rigidez general.

Considerando los efectos de la plastificación de los elementos en la deformada de los edificios resultarían las siguientes dimensiones para la junta de dilatación:

$$\text{Junta de dilatación} = (2 + 0.5) * 2 = 5 \text{ mm} < 15 \text{ mm (mínimo)}$$

Puesto que NCSE_02 establece una junta de dilatación mínima de 15 mm se decide aplicar este criterio.

Junta de dilatación = 15 mm

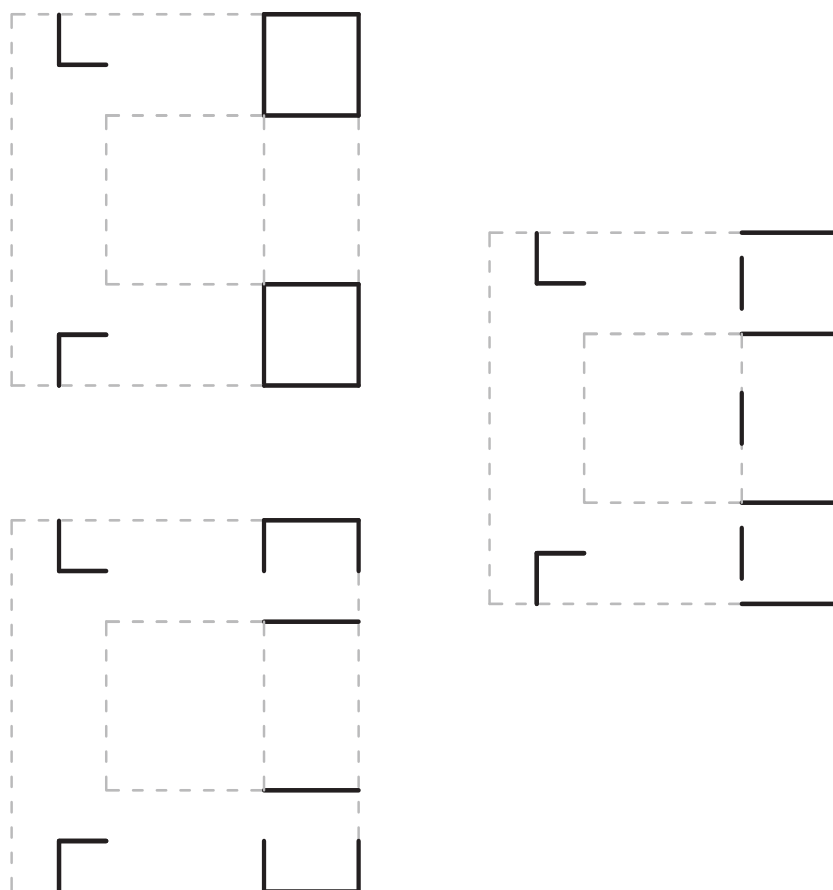


Detalle junta de dilatación entre edificios

9.9. OTRAS SOLUCIONES

Considerando unicamente criterios estructurales hubiese sido una buena opción a considerar reducir la rigidez (área) de los muros en la zona de acceso, de forma que estos pudiesen plastificar a momento y disipar más energía, puesto que al tener dimensiones de hasta 44 m es muy difícil que pueda producirse una rotura dúctil a flexión en esa dirección.

Sin embargo, no se ha llevado a cabo este cálculo debido a que, por criterios de proyecto, los muros son de hormigón visto, por lo que parece razonable hacerlos continuos y reflejar en la estructura la idea inicial del arquitecto: una zona muy pesada junto a una zona volada.



Otras configuraciones de sistemas sismorresistentes primarios.
(PLANTA BAJA)

10. COMPROBACIÓN DE LA APTITUD AL SERVICIO GLOBAL

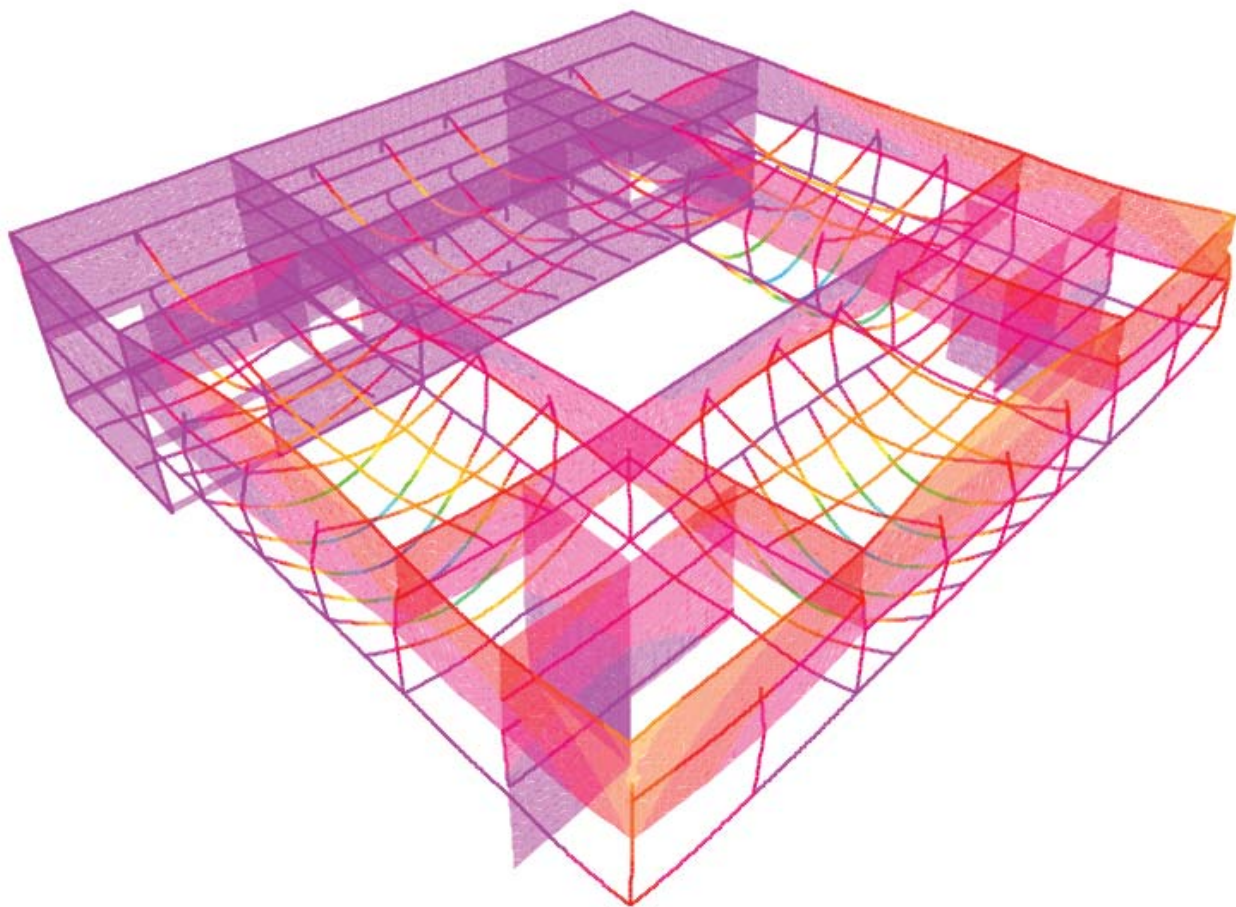
10.1. DESPLOME

Se comprueban los desplazamientos horizontales globales del edificio en combinación de acciones característica.

Se aplican las cargas correspondientes a la acción del viento en la superficie de los paramentos, y se realizan las combinaciones pertinentes de presión y succión según paramento, además de una excentricidad adicional del 5 % en planta. Resultan los siguientes desplomes, previsiblemente insignificantes debido a la elevada rigidez del edificio en su conjunto.

Se comprueba en la zona del muro en L por ser la más desfavorable.

Deformada desplome [Resultante de las deformadas] [mm]:
COMB CARACTERÍSTICA : Acción principal viento)



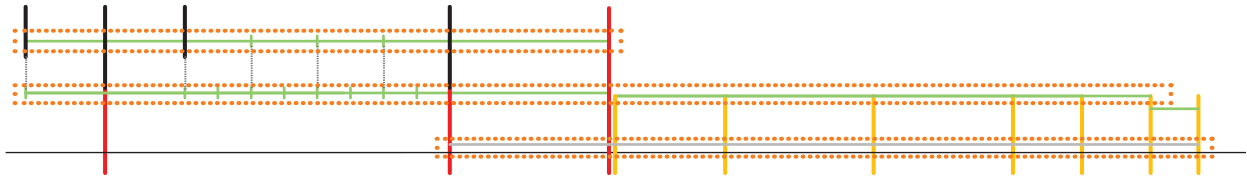
Limitación desplome local: $L/500 = 8.5 \text{ mm}$

Limitación desplome total : $L/250 = 44 \text{ mm}$

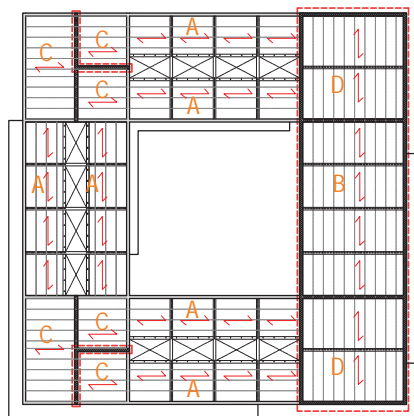
Como se puede observar el desplome local máximo no alcanza los 2 mm y el total no alcanza los 12 mm. En cualquier caso cumple.

11. CÁLCULO DE LA PRELOSA

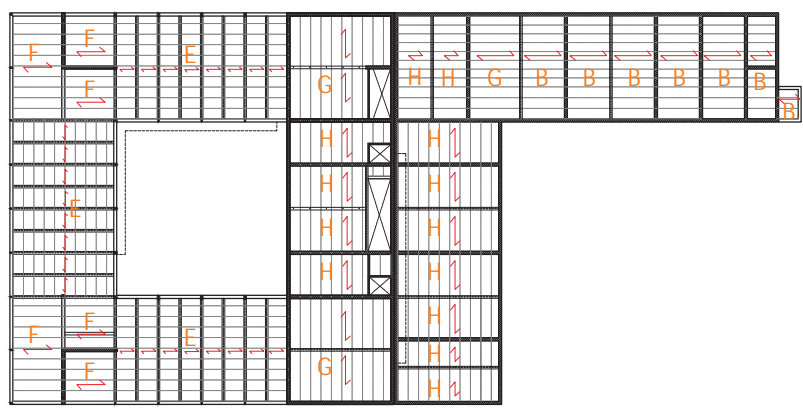
11.1. CONSIDERACIONES GENERALES



Sección esquemática del edificio



PLANTA CUBIERTA



PLANTA PRIMERA

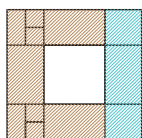
PRELOSA 15+5



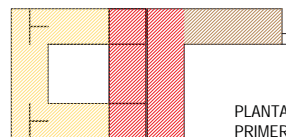
FORJADO SANITARIO

PRELOSA 20+5: Ambiente marino

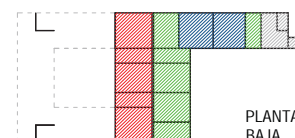
Indicaciones prelosas



PLANTA CUBIERTA



PLANTA PRIMERA

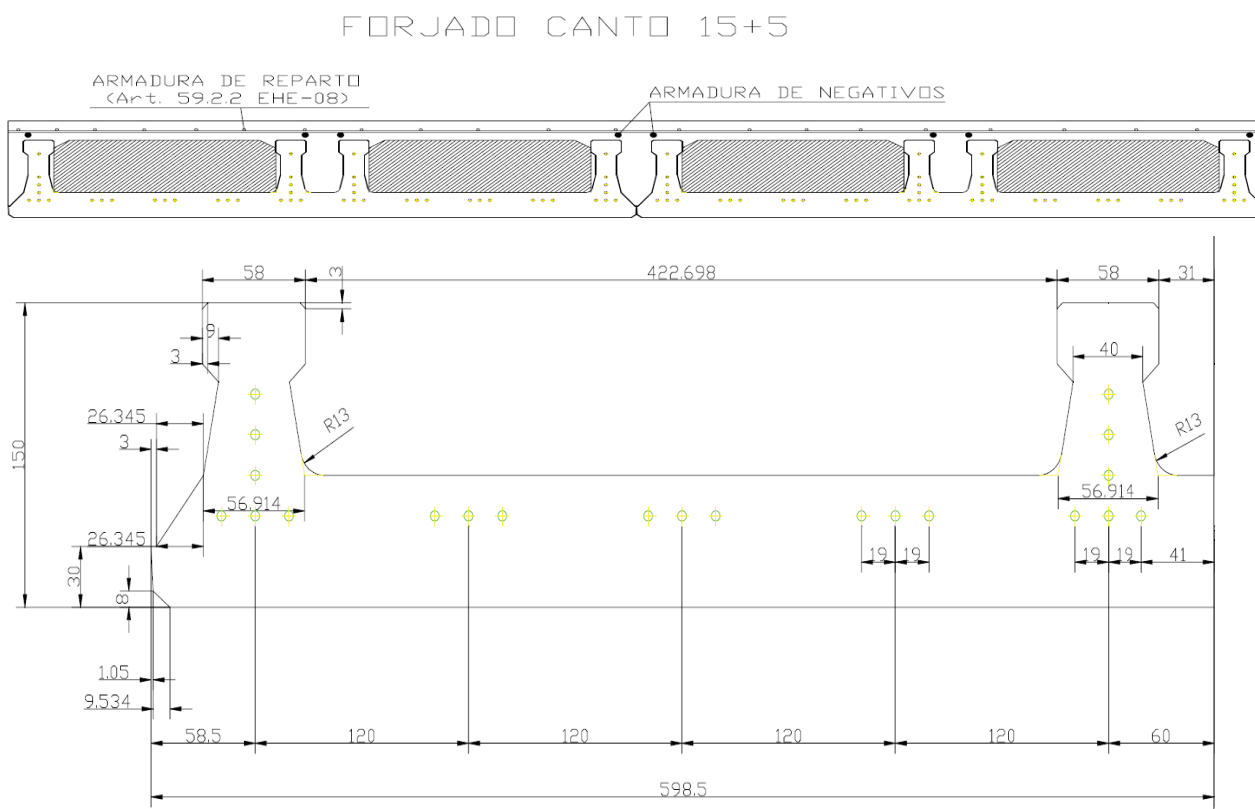


PLANTA BAJA

Esquema distribución de las cargas

11.1.1. PRELOSA 15+5

GEOMETRÍA DE LA PRELOSA



Armado de la prelosa:

TIPO DE PRELOSA		T1	T2	T3	T4	T5
	N4	2 ϕ 4	4 ϕ 4	4 ϕ 5	4 ϕ 6	4 ϕ 6
	N3	-----	-----	-----	-----	-----
	N2	-----	-----	-----	-----	-----
	N1	6 ϕ 5	10 ϕ 5	16 ϕ 5	24 ϕ 5	30 ϕ 5
TENSIÓN INICIAL EN TODOS LOS NIVELES (N/mm ²)	Alambres	1327,5				
(%) PÉRDIDAS TOTALES A PLAZO INFINITO	c.d.g.	15,60	17,00	19,50	23,80	26,90

RESUMEN DE PROPIEDADES DE LA PRELOSA

	T-1	T-2	T-3	T-4	T-5	
W_{inf}	2846.2	2867.1	2894.05	2941.15	2970.25	cm ³
MONTAJE						
Mu1	18.15	33.2	56.35	82.68	95.16	kNm/m
Vu	14.1	19.05	26.88	32.52	35.6	kN/m
M1 ejecución	10.75	20.41	31.15	42.6	43.15	kNm/m
K homog	7410	7424	7488	7512	7569	kNm ²
P*e	-4.1	-8.15	-13.72	-21.44	-29.02	kNm
ELS						
M+ 0,2	22.75	41.3	55.38	78.16	100.14	kNm/m
	6 Φ 10	6 Φ 12	6 Φ 16	10 Φ 16	8 Φ 20	
M- 0,4	27.95	40.45	62.28	124.57	147.48	kNm/m
ELU						
Mu +	22.75	41.6	68.65	104.08	133.52	kNm/m
	6 Φ 10	6 Φ 12	6 Φ 16	10 Φ 16	8 Φ 20	
Mu - (s tipo)	27.95	40.74	73.57	120.72	149.54	kNm/m
Vu M-	20.45	23.06	27.96	33.15	35.6	kN/m
FORJADO						
W_{inf} forjado	8317	8399	8458	8516	8569	cm ³ /m

El catálogo completo se adjunta al final de la memoria.

FASE DE MONTAJE

Se comprueba que durante la fase de montaje no sea necesaria la colocación de elementos auxiliares (sopandas).

La prelosa pretensada aislada elegida, según catálogo presenta las siguientes características mecánicas:

7. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LA PRELOSA AISLADA

TIPO DE PRELOSA	Módulo Resistente Inferior W_{inf} (cm ³)	P.e (KN.m)	Rigidez Homog. (m ² ..KN)	Tensión inicial debida al pretensado (*) (N/mm ²)		Momentos sollicitación máximos durante ejecución		Mu1 (m-KN)	Mu2 (m-KN)	Vu (KN)
				σ_{inf}	σ_{sup}	M ₁ (vano) (m-KN)	M ₂ (sopanda) (m-KN)			
1	2846,20	- 4,10	7410	-3,70	0,00	10,75	-5,05	18,15	-7,25	14,10
2	2867,10	- 8,15	7424	-5,90	-0,10	20,41	-5,18	33,20	-14,90	19,05
3	2894,05	- 13,72	7488	-9,40	-0,10	31,15	-5,76	56,35	-23,02	26,88
4	2941,15	- 21,44	7512	-13,80	-0,20	42,60	-5,81	82,68	-32,85	32,52
5	2970,25	- 29,02	7569	-18,00	-0,15	43,15	-6,11	95,16	-34,94	35,60

NOTA: esfuerzos por prelosa

* (Signo negativo: tensiones de compresión).

Para el cálculo de la fase de montaje se utiliza un valor de sobrecarga de uso de 1,5 kN/m² y el peso propio correspondiente a la prelosa (ambos multiplicados por sus respectivos coeficientes de mayoración).

Se calcula la zona central de prelosas (luz total 20 m y luz entre vanos 5m) considerando el peso propio de la prelosa más la sobrecarga de uso de ejecución.

Se comprueba que la flecha con la que se hormigona sea admisible. A la flecha calculada habrá que restarle la contraflecha. Esta tendrá de valor, para un pretensado recto con una excentricidad "e" en una pieza simplemente apoyada:

$$v_p = F \cdot e \cdot L^2 / 8 EI$$

COMPROBACIÓN DE LA ACTITUD AL SERVICIO

FISURACIÓN

Para comprobar la fisuración se deben analizar los distintos estados de carga de la prelosa y sumar sus resultados. De forma simplificada y a favor de seguridad se considerará que tanto el momento máximo isostático como el momento máximo del trazado continuo en régimen elástico se dan en el centro del vano:

- FASE DE EJECUCIÓN: Peso propio de la prelosa completa como isostática sin apear.
- FASE DE CARGA: Combinación frecuente máxima (cargas muertas + sobrecarga de uso y nieve con sus correspondientes coeficientes de simultaneidad).

DEFORMACIÓN

En caso de no cumplirse los criterios de esbeltez máxima marcada por la tabla 50 de la EHE-08 para no tener que comprobar flecha se hará una comprobación afinada.

COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Se comprueba que la sección definida por Estado Límite de Servicio sea también válida a Estado Límite Último. Se consideran todas las cargas en régimen plástico y la resistencia máxima de la estructura analizada.

Se podrán comprobar los cortantes a cara de macizado, ya que todas las prelosas presentan una resistencia a cortante de la zona macizada muy elevada. No es necesaria la comprobación de cortante por compresión oblicua del alma ya que es un elemento sin armadura a cortante.

ARMADURA DE REPARTO

La malla superior se calcula teniendo en cuenta la fisuración.

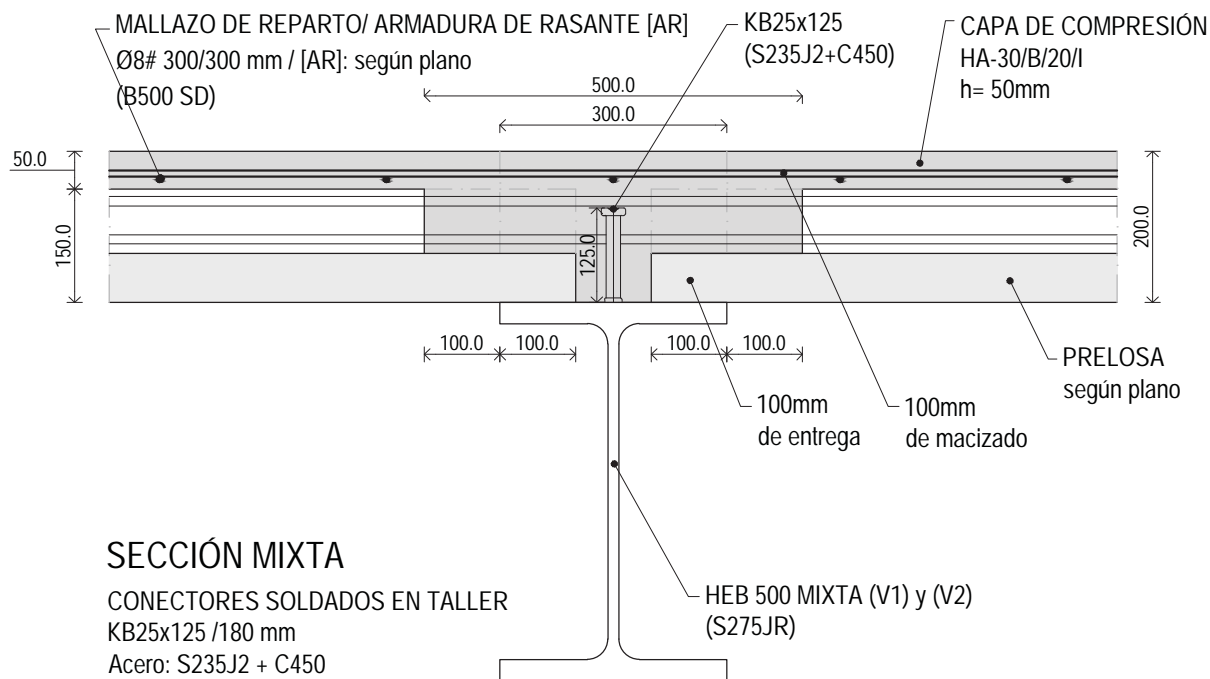
Se coloca finalmente en toda la planta como mallazo base la calculada como armadura de rasante para la prelosa en caso sísmico (Apartado cálculo sísmico 9.5.5 Criterios generales de armado):

PLANTA BAJA Y PRIMERA # 8/300.300 mm

11.1.2. DETALLES

La entrega a vigas será directa, mediante apoyo de 100 mm como se indica en el detalle (según perfil):

1/10



Detalle de entrega a vigas de la prelosa.

Para la entrega a muros y lajas postesadas se decide que no es recomendable realizar una entrega directa, ya que supondría la disminución del espesor del muro y dificultaría la ejecución de las armaduras postesadas.

Puesto que una de las premisas de partida es evitar en la medida de lo posible la necesidad de apeo, se decide colocar perfiles en L fijados mecánicamente al muro que hagan de apoyo para las prelosas, y que tendrán carácter estructural definitivo. Pues en el orden de ejecución será necesario hormigonar y esperar a que fragüen y tengan resistencia los muros y lajas postesadas para que adquieran la resistencia suficiente como para sustentar las vigas y prelosas y será difícil la inclusión entonces de armadura de entrega indirecta.

Para la ejecución del armado a negativo del encuentro con el muro se prescribe que se dejen las armaduras en espera.

Cálculo del perfil LPN

$$V_{\max} = 48 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = 48 \cdot 0.05 \text{ m} = 2 \text{ kNm/m}$$

Cortante	
f_{yd} (S355)	275 N/mm ²
b, ancho	1000 mm
f_{vd} (S355)	159 N/mm ²
L_{eff} de rotura a cortante	1 mm
$A_{v,n}$	1000 mm ²
$V_{eff,Rd} = 3^{-1/2} A_{v,n} F_y / \gamma_{M0}$	159 kN/m
$V_{Ed} = V_{MÁX PRELOSAS}$	48 kN/m
Válido $V_{Ed} < V_{pl,Rd}$	

Momento	
f_{yd} (S355)	275 N/mm ²
h, espesor ala perfil	8 mm
z brazo	5 mm
bloque de C = bl T	3 mm
N bloques	825 N
$M_{Rd} = N \cdot z$	4 kNm/m
$M_{Ed} = V_{MÁX PRELOSAS} \cdot d/2$	2 kNm/m
Válido $V_{Ed} < V_{pl,Rd}$	

e ala mínimo necesario 7 mm

Suma del área destinada a cortante y a momento

Se elige como mínimo un LPN 100x100x 8 y se comprueba que la chapa no aplaste con el perno.

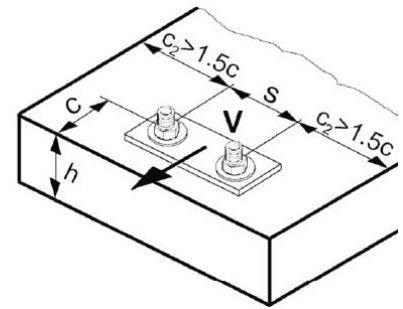
PERNOS A CORTANTE

Se dimensiona el perno por catálogo. HILTI HST3 homologado para cargas sísmicas (se dan algunas especificaciones técnicas en el detalle de unión de las vigas mixtas [Apartado vigas mixtas].

Se comprueban las formas de rotura a cortante:

The design shear resistance is the lower value of

- Steel resistance: $V_{Rd,s}$
- Concrete pryout resistance: $V_{Rd,cp} = k \cdot N_{Rd,c}$
- Concrete edge resistance: $V_{Rd,c} = V_{Rd,c}^0 \cdot f_{B,c} \cdot f_{\beta} \cdot f_h \cdot f_4 \cdot f_{hef} \cdot f_c$



- Rotura del acero:

$$V_{Rd,c} \text{ M12 } (h_{ef}=70 \text{ mm}) = 28.3 \text{ kN}$$

- Rotura en palanca (previsiblemente los pernos estarán muy distantes y el hormigón es de 30 como mínimo, por lo que no será limitativo). Se supera la distancia de influencia entre pernos.

$$V_{Rd,cp} \text{ M12 } (h_{ef}=70 \text{ mm}) = 14.6 \cdot 2.8 = 40.9 \text{ kN}$$

Design concrete cone resistance $N_{Rd,sp} = N_{Rd,c}^0 \cdot f_{B,c} \cdot f_{1,N} \cdot f_{2,N} \cdot f_{3,N} \cdot f_{re,N}$

$$N_{Rd,c} = 14.1 \cdot 1.22 \cdot 0.85 = 14.6 \text{ kN (hormigón 30 fisurado)}$$

- Rotura del borde de la losa .

No es de aplicación, pues en todo caso están muy alejadas de un borde.

- Rotura más limitativa: acero.

$$VRd \text{ M12 } (hef = 70\text{mm}) = 28.3 \text{ kN}$$

Se coloca un perno cada 50 cm en todas las LPN, pudiendo ampliarse en las zonas de las lajas al tener menor carga que la planta primera .

LPN A APLASTAMIENTO DE LA CHAPA POR CORTANTE

Se comprueba que la placa no se aplaste por el cortante por su poco espesor.

$$F_{b,Rd} = k_1 \alpha_b f_u d t / \gamma_{M2} = 2.5 \cdot 1 \cdot 430 \cdot 12 \cdot 8 / 1.25 = 82560 \text{ N}$$

$$f_u = 430 \text{ MPa}$$

$$t = 8 \text{ mm}$$

$$d = 12 \text{ mm}$$

$$\alpha_b = \min [\alpha_d ; f_{ub}/f_u ; 1]; \alpha_d = \min [e_1/3d_o ; p_1/3d_o - 1/4] = 1.38$$

$$\alpha_b = 1$$

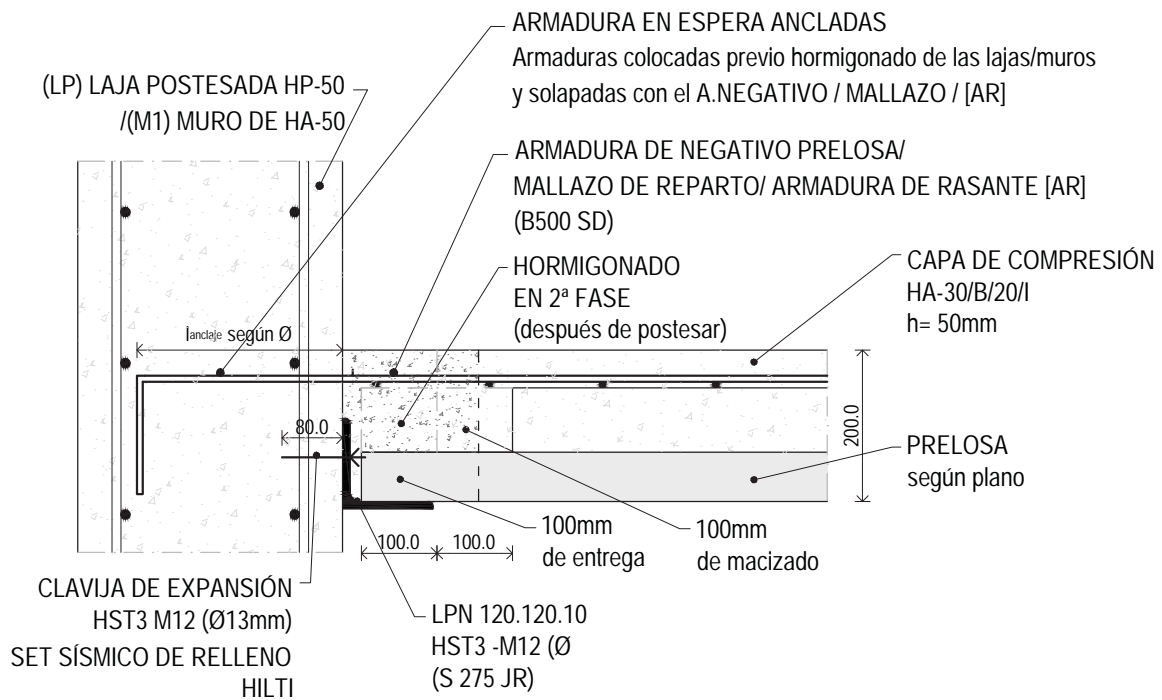
$$k_1 = [2.5 ; 2.8 \cdot e_2/d_o - 1.7 ; 1.4 \cdot p_2/d_o - 1.7] = 2.5$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$F_{b,Rd} = 82 \text{ kN} < 28.3 \text{ kN}$$

LPN 120x120x10 mm

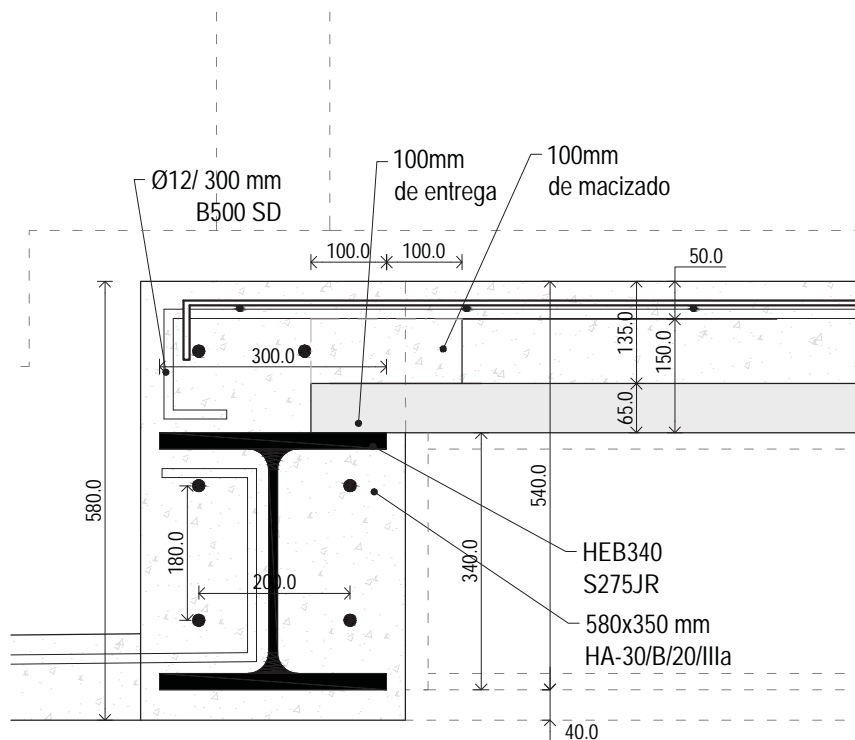
1/10



Detalle de entrega a muros de la prelosa.

En las vigas HEB 340 se realiza un apoyo directo.

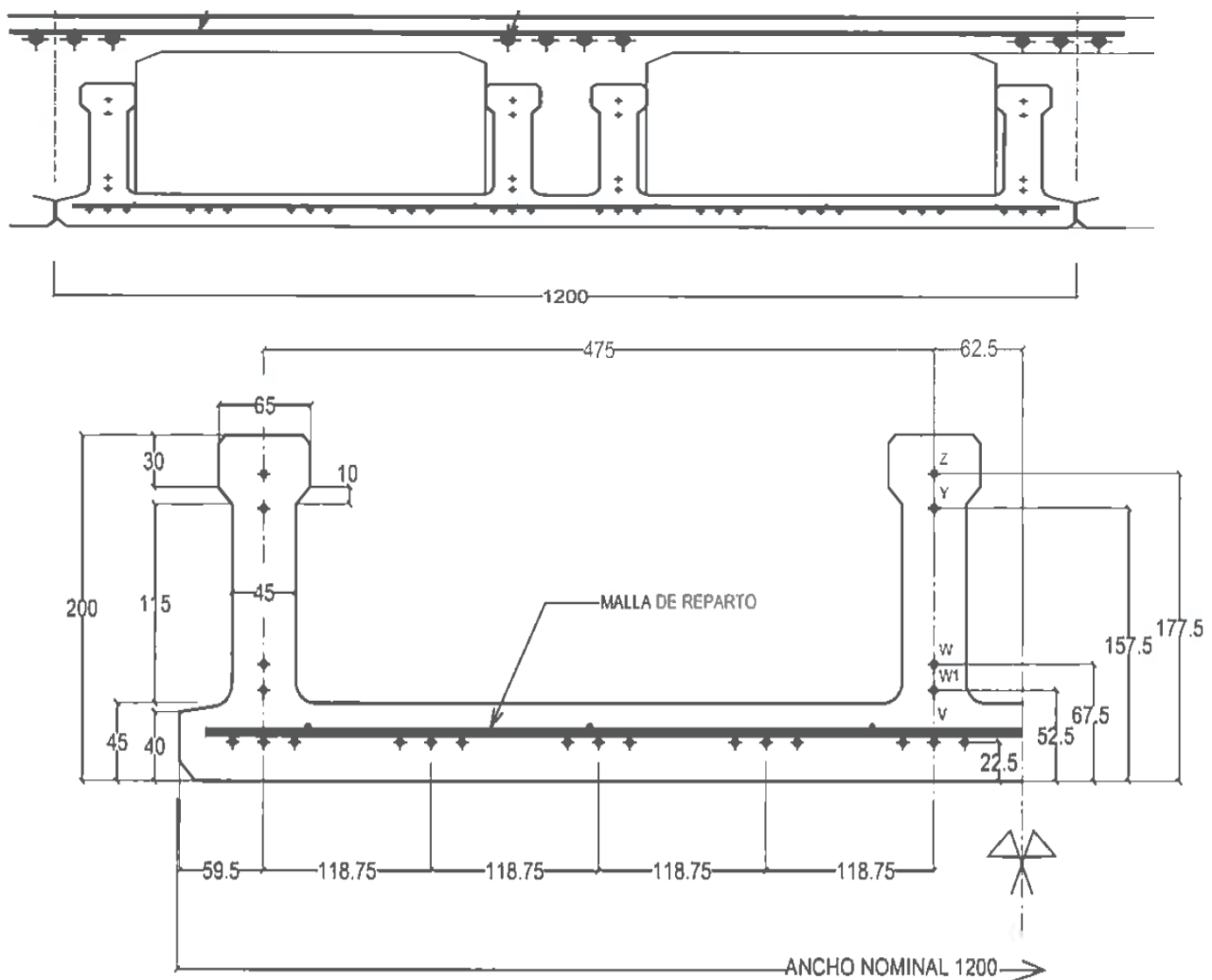
1/10



Detalle de entrega a viga de borde HEB 340 de la prelosa.

11.1.3. PRELOSA 20+5 : Ambiente marino

GEOMETRÍA DE LA PRELOSA



Armado de la prelosa:

TIPO DE SEMILOSA		T-1	T-2	T-3	T-4	T-5	T-6	T-7
SITUACION DE LAS ARMADURAS	z	-	-	-	-	-	-	4 ø 5
	y	4 ø 5	4 ø 5	4 ø 5	4 ø 5	4 ø 5	4 ø 5	-
	x2	-	-	-	-	-	-	-
	x	-	-	-	-	-	-	-
	x1	-	-	-	-	-	-	-
	w2	-	-	-	-	-	-	-
	w	-	-	-	4 ø 5	4 ø 5	4 ø 5	4 ø 5
	w1	-	-	4 ø 5	-	4 ø 5	4 ø 5	4 ø 5
	v	12 ø 5	16 ø 5	16 ø 5	20 ø 5	20 ø 5	24 ø 5	28 ø 5
TENSION INICIAL (todos los niveles) (N/mm ²)		1280	1280	1280	1280	1280	1280	1280
PLAZO INFINITO	(%) PERDIDAS V,W,X	15,50	17,24	18,37	19,75	20,88	22,45	23,83
	TOTALES A Y,Z	14,49	14,10	14,96	15,20	16,06	15,68	14,89
	c.d.g.	15,24	16,62	17,81	19,11	20,28	21,71	22,95

RESUMEN DE PROPIEDADES DE LA PRELOSA

	T-1	T-2	T-3	T-4	T-5	T-6	T-7	
W_{inf}	4981.76	5023.84	5029.7	5061.33	5066.97	5108.16	5187.09	cm ³
MONTAJE								
Mu₁ +	46.0	53.66	55.63	58.33	58.4	59.51	61.31	kNm
Mu₁ -	21.63	22.14	25.65	27.53	30.51	30.33	32.25	kNm
Vu	58.77	60.69	63.74	65.97	68.64	70.01	72.02	kN
M₁ ejecución descompr	21.71	29.94	35.22	41.82	46.84	54.46	60.83	kNm
K homog	9320	9350	9360	9390	9390	9420	9540	kNm ²
P'e	-1.5	-4.7	-5.3	-7.2	-7.7	-10.6	-11.9	kNm
ELS								
M+ O descompresión	36.44	50.28	59.38	70.58	79.34	92.31	102.47	kNm/m
	4 Φ 8	4 Φ 8	4 Φ 8	4 Φ 8	4 Φ 8	4 Φ 8	4 Φ 8	
M- III	14.35	14.35	14.35	14.35	14.35	14.35	14.35	kNm/m
ELU								
Mu +	70.7	90.37	106.02	121.18	132.9	145.56	155.64	kNm/m
Mu - (s tipo)	32.29	32.29	32.29	32.29	32.29	32.29	32.29	kNm/m
Vu M+ (lb=100 mm)	76.73	78.52	81.39	83.51	86.07	87.4	89.35	kN/m
FORJADO								
W_{inf} forjado	8361	8437	8479	8542	8583	8659	8738	cm ³ /m

El catálogo completo se adjunta al final de la memoria.

FASE DE MONTAJE

Se comprueba que durante la fase de montaje no sea necesaria la colocación de elementos auxiliares (sopandas).

La prelosa pretensada aislada elegida según catálogo, presenta las siguientes características mecánicas:

TIPO DE VIGUETA		T-1	T-2	T-3	T-4	T-5	T-6	T-7
Modulo resistente (cm ³)	W _{inf}	4981,76	5023,84	5029,70	5061,33	5066,97	5108,16	5187,09
	W _{sup}	2164,67	2167,23	2166,57	2170,93	2170,30	2172,82	2199,42
P-e (kN·mm)		-1531	-4727	-5347	-7168	-7735	-10638	-11904
Tension debida al pretensado N/mm ²	σ _{p.inf}	4,87	6,71	7,95	9,46	10,67	12,43	13,79
	σ _{p.sup}	3,69	3,05	3,78	3,82	4,53	3,89	4,14
Momento Ultimo (m·kN)*	Mu Positivo	46,04	53,66	55,63	58,33	58,40	59,51	61,31
	Mun Negativo	21,63	22,14	25,65	27,53	30,51	30,33	32,25
Rigidez total (MN·m ²)		9,32	9,35	9,36	9,39	9,39	9,42	9,54
Cortante (kN)	Vu21.1	54,93	56,48	58,95	60,77	62,95	64,07	65,72
	Vu21.2	58,77	60,69	63,74	65,97	68,64	70,01	72,02
	Vu2	46,94	49,35	51,53	56,37	60,13	63,40	67,97
Mts. de servicio positivos ** (m·kN)	Mo D	21,71	29,94	35,22	41,82	46,84	54,46	60,83
	Mo' TL	26,94	36,48	42,99	50,85	57,04	65,93	73,62
	M0.2 FC	42,91	52,13	55,63	58,33	58,40	59,51	61,31
(I) Mto fisuración (m·kN)		45,34	53,56	58,85	65,45	70,47	78,08	84,46

Para el cálculo de la fase de montaje se utiliza un valor de sobrecarga de uso de $1,5 \text{ kN/m}^2$ y el peso propio correspondiente a la prelosa (ambos multiplicados por sus respectivos coeficientes de mayoración).

Se comprueba que la flecha con la que se hormigona sea admisible. A la flecha calculada habrá que restarle la contraflecha. Esta tendrá de valor, para un pretensado recto con una excentricidad "e" en una pieza simplemente apoyada:

$$v_p = F \cdot e \cdot L^2 / 8 EI$$

COMPROBACIÓN DE LA ACTITUD AL SERVICIO

FISURACIÓN

Puesto que esta prelosa se encuentra en contacto directo con el aire exterior se ha prescrito una prelosa con un hormigón resistente a los cloruros del ambiente marino (IIb), y se ha comprobado que en ningún momento se descomprima la prelosa en la zona que da al exterior, para así evitar la corrosión de las armaduras.

Para comprobar la fisuración se deben analizar los distintos estados de carga de la prelosa y sumar sus resultados.

- **FASE DE EJECUCIÓN:** Peso propio de la prelosa completa como isostática sin apear.
- **FASE DE CARGA:** Combinación frecuente máxima (cargas muertas + sobrecarga de uso y nieve con sus correspondientes coeficientes de simultaneidad).

DEFORMACIÓN

En caso de no cumplirse los criterios de esbeltez máxima marcada por la tabla 50 de la EHE para no tener que comprobar flecha se hará una comprobación afinada.

COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Se comprueba que la sección definida por Estado Límite de Servicio sea también válida a Estado Límite Último. Se consideran todas las cargas en régimen plástico y la resistencia máxima de la estructura analizada.

Se podrán comprobar los cortantes a cara de macizado, ya que todas las prelosas presentan una resistencia a cortante de la zona macizada muy elevada. No es necesaria la comprobación de cortante por compresión oblicua del alma, ya que es un elemento sin armadura a cortante.

ARMADURA DE REPARTO

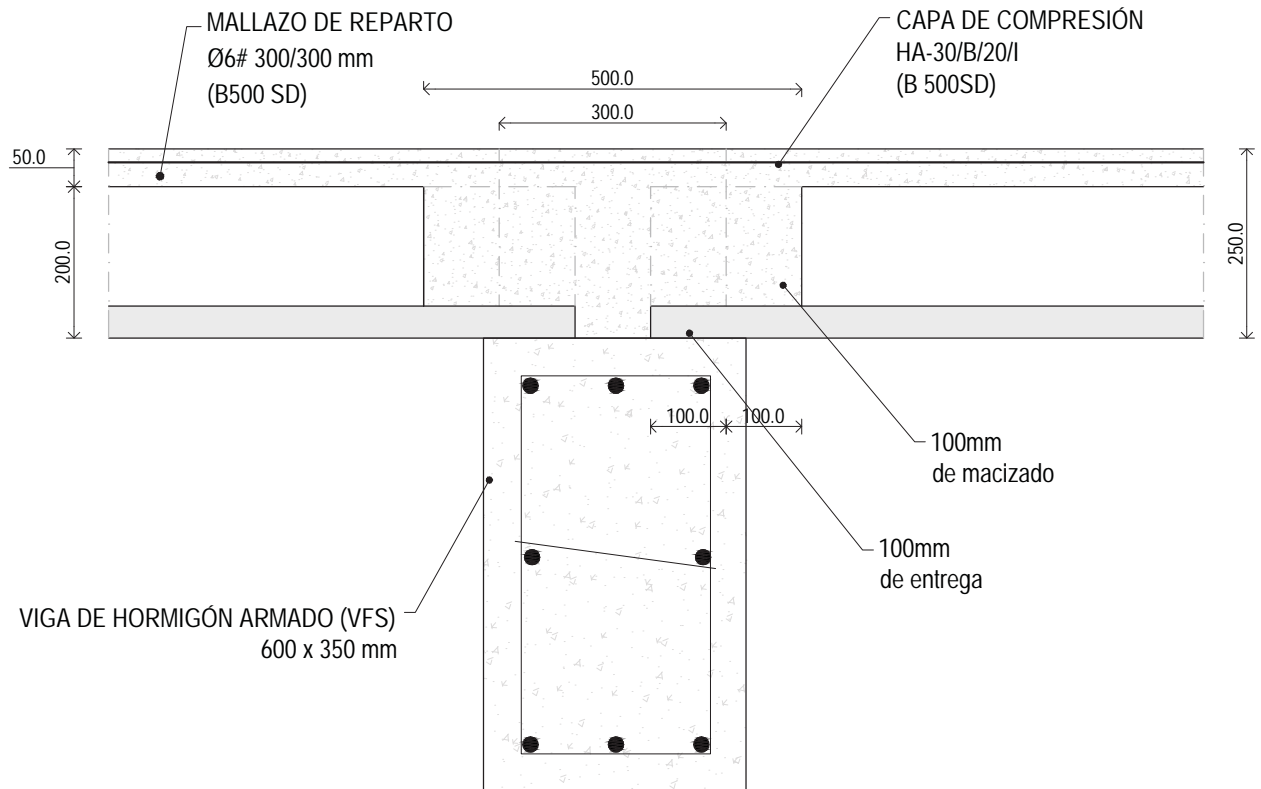
La malla superior se calcula teniendo en cuenta la fisuración.

Se coloca finalmente en toda la planta como mallazo base la calculada como armadura de rasante para la prelosa en caso sísmico.

PLANTA BAJA Y PRIMERA # 6/300.300 mm

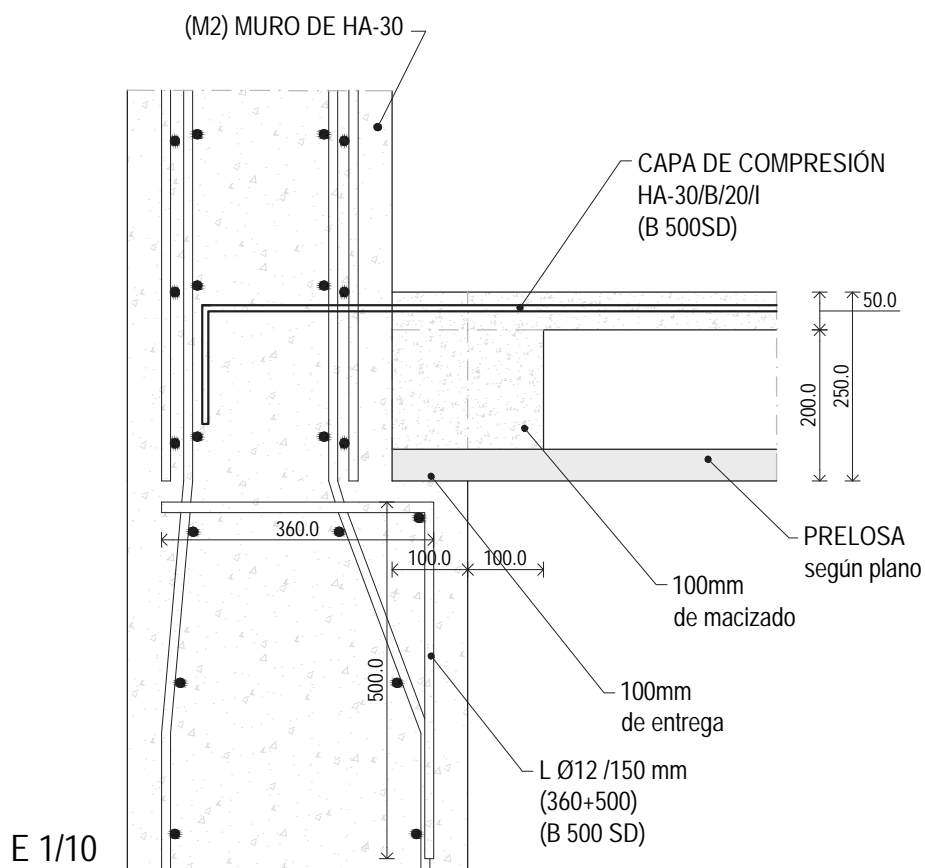
11.1.4. UNIONES

E 1/10



Detalle de entrega a vigas de la prelosa.

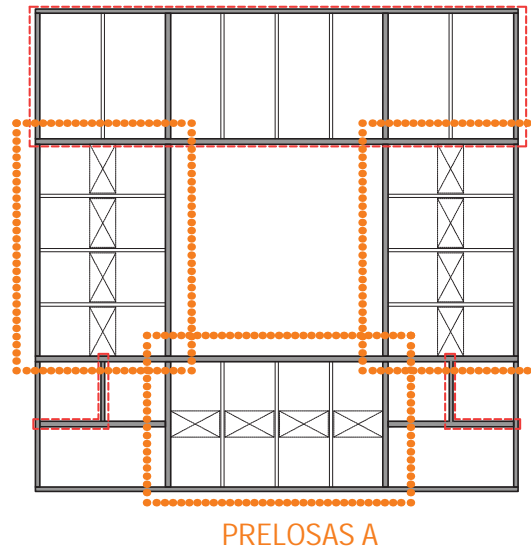
Para la entrega a muros se decide que es recomendable realizar una entrega directa, ya que únicamente supone el aumento del espesor del muro en un tramo de poca longitud y en pocos muros, y facilitaría el no tener que colocar apeos o encofrados perdidos de ningún tipo.



E 1/10

Detalle de entrega a muros de la prelosa.

11.2. COMPARATIVA PRELOSA A CONTINUA E ISOSTÁTICA



PRELOSAS A

11.2.1. CÁLCULO DE LAS SOLICITACIONES

Cargas en valor característico		kN/m	kN/m ²
PP	Peso de la prelosa HP	g_p	2 g1
PP	Elem. estructurales	g_o	3.5 g2
PP	Elem. constructivos	g_1	4.3 g3
SB	Uso	q_1	1 q
SB	Nieve	q_2	0.2 q
Valores por metro de ancho			
Ancho tributario	1.0	m	
Luz	5.00	m	

Combinación (ELS)

Peso de la prelosa acabada	3.50	kN/m
Resto de las cargas perm+ variables frecuentes	4.34	kN/m
Resto de las cargas perm+ variables cuasipermanentes	4.30	kN/m

Combinación (ELU)

12.03 kN/m

CONTINUA

11.2.2. FASE DE MONTAJE

Cargas en valor característico		kN/m ²
PP	Elem. estructurales	g_0 3.5
PP	Elem. constructivos	g_1 0.0
SB	Uso	q_1 1.5
SB	Nieve	q_2 0.0

Combinación (ELU)	6.75	kN/m ²
Luz	5.00	m

Tipo de prelosa	T-3	
f_{ck} HP-40	40	N/mm ²
P'e	-13.72	kNm
Rigidez homogénea	7488	kNm ²

Módulos resistentes inferiores

Prelosa HP		
W_{inf}	2894	cm ³
W_{inf} / m	2412	cm ³ / m
Forjado 15+5		
W_{inf}	8458	cm ³ / m
$W_{inf} \text{ forjado} / W_{inf} \text{ prelosa}$		
α , relación de W	3.5	-

ELU

Los valores del catálogo se refieren al total de la prelosa (b = 1.2 m)

Ancho tributario	1.2	m
Carga uniforme	8.1	kN/m

Momento isostático	30.4	kNm
M_{u1}	56.4	kNm

Cortante isostático	24.3	kN
V_u	26.9	kN

ELS

Flecha isostática	-0.12	cm
-------------------	--------------	----

Incluida la debida al pretensado

Momento isostático	18.8	kNm
M_1 (vano)	31.2	kNm

Datos de catálogo

Se elige el tipo de **prelosa T3**.

En este caso se da prioridad a no tener que utilizar soportas por las ventajas que esto supone en velocidad de ejecución sobre el colocar una prelosa inferior.

11.2.3. COMPROBACIÓN DE LA APTITUD AL SERVICIO

DEFORMACIÓN

Se considera que una sección cumple los límites de deformación si su esbeltez está por debajo de la esbeltez máxima marcada por la tabla 50 de la EHE.

Prelosa extrema, L = 5 m, d = 15 cm

Límite de esbeltez según la normativa:

$$L/d = 500/15 \cdot 0.8 = 26.6 > 26 \quad \text{No cumple}$$

Se afina el cálculo considerando la luz real y teniendo en cuenta el ancho de los apoyos:

$$L/d = 480/15 \cdot 0.8 = 25.6 < 26 \quad \text{Cumple}$$

Se considera válida la sección a deformación.

FISURACIÓN

- **FASE DE EJECUCIÓN:** Peso propio de la prelosa completa como isostática sin apear.

- **FASE DE CARGA:** Combinación frecuente máxima (cargas muertas + sobrecarga de uso y nieve con sus correspondientes coeficientes de simultaneidad).

Se detallan los cálculos:

ELS		
Construcción no apeada		
Nº de vanos	4	-
Momento máximo/punto relevante según análisis elástico-lineal para 1kN/m		
Vano 1	1.93	kNm/m
Vano 2	0.89	kNm/m
Vano 3	0.89	kNm/m
Vano 4	1.93	kNm/m
Apoyo B	-2.68	kNm/m
Apoyo C	-1.79	kNm/m
Apoyo D	-2.68	kNm/m

Combinación frecuente (ELS)			
M+ 0,2 (wk= 0,2 mm) 55.38 kNm/m			
Mk+			
Vano 1	46.7	kNm/m	Válido
Vano 2	42.2	kNm/m	Válido
Vano 3	42.2	kNm/m	Válido
Vano 4	46.7	kNm/m	Válido
M- 0,4 (wk= 0,4 mm) 27.95 kNm/m 6 Φ 10			
Mk-			
Apoyo B	-11.6	kNm/m	6 Φ 10
Apoyo C	-7.8	kNm/m	6 Φ 10
Apoyo D	-11.6	kNm/m	6 Φ 10

Para hallar el momento debido a la carga lineal unitaria en régimen elástico utilizada en las páginas anteriores se ha empleado el método matricial:

DATOS

L1	L2	L3	L4
5	5	5	5

Inercia (cte)

1

Diferencia de
momentos a repartir
para equilibrar

F'	
1.042	U1
0.000	U2
-1.042	U3

Momentos de
empotramiento
perfecto

f'
3.1
2.1
2.1
2.1
2.1
2.1
2.1
3.1

SOLUCIÓN ELÁSTICA

$$\mathbf{u} = \mathbf{B} \cdot \mathbf{U}$$

u
θ_{1i}
θ_{1f}
θ_{2i}
θ_{2f}
θ_{3i}
θ_{3f}
θ_{4i}
θ_{4f}

B
0 0 0
1 0 0
1 0 0
0 1 0
0 1 0
0 0 1
0 0 1
0 0 0

U
U1
U2
U3

$$\mathbf{f} = \mathbf{H} \cdot \mathbf{B}^T \cdot \mathbf{F}$$

f
f_{1i}
f_{1f}
f_{2i}
f_{2f}
f_{3i}
f_{3f}
f_{4i}
f_{4f}

H=B ^T
0 1 1 0 0 0 0 0
0 0 0 1 1 0 0 0
0 0 0 0 0 1 1 0

F
F1
F2
F3
F4
F5
F6
F7
F8

$$\mathbf{f} = \mathbf{k} \cdot \mathbf{u}$$

f
f_{1i}
f_{1f}
f_{2i}
f_{2f}
f_{3i}
f_{3f}
f_{4i}
f_{4f}

k
0 0 0 0 0 0 0 0
0 0.6 0 0 0 0 0 0
0 0 0.8 0.4 0 0 0 0
0 0 0.4 0.8 0 0 0 0
0 0 0 0 0.8 0.4 0 0
0 0 0 0 0.4 0.8 0 0
0 0 0 0 0 0 0.6 0
0 0 0 0 0 0 0 0

u
θ_{1i}
θ_{1f}
θ_{2i}
θ_{2f}
θ_{3i}
θ_{3f}
θ_{4i}
θ_{4f}

$$\mathbf{K} = \mathbf{B}^T \cdot \mathbf{k} \cdot \mathbf{B}$$

K
1.40 0.40 0.00
0.40 1.60 0.40
0.00 0.40 1.40

$$\mathbf{K}^{-1}$$

K-1
0.77 -0.21 0.06
-0.21 0.73 -0.21
0.06 -0.21 0.77

$$\mathbf{f} = \mathbf{S} \cdot \mathbf{F}$$

S = k ⁻¹ · K
0.00 0.00 0.00
0.46 -0.13 0.04
0.54 0.13 -0.04
0.14 0.50 -0.14
-0.14 0.50 0.14
-0.04 0.13 0.54
0.04 -0.13 0.46
0.00 0.00 0.00

f
f_{1i}
f_{1f}
f_{2i}
f_{2f}
f_{3i}
f_{3f}
f_{4i}
f_{4f}

f = S · F
0.00
0.45
0.60
0.30
-0.30
-0.60
-0.45
0.00

f	Momentos en régimen elástico
0.00	Suma empotramiento perfecto y redistribución elástica
2.68	
-2.68	
1.79	
-1.79	
2.68	
-2.68	
0.00	

11.2.4. COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Se comprueba que la sección definida por Estado Limite de Servicio sea también válida a Estado Limite Último. Se consideran todas las cargas en régimen plástico y la resistencia máxima de la estructura analizada. La resistencia a cortante es la más limitativa, por lo que se calcula a cara de macizado y se arma con esos resultados particularizados a cada apoyo.

ELU			
Comb. persistente o transitoria (ELU)			6 Φ 10
Mu +	68.65	kNm/m	Md < Mu
Vano 1	25.8	kNm/m	Válida
Vano 2	18.8	kNm/m	Válida
Vano 3	18.8	kNm/m	Válida
Vano 4	25.8	kNm/m	Válida
Mu - (sección tipo)	27.95	kNm/m	
Apoyo A	6.4	kNm/m	Válida
Apoyo B	25.8	kNm/m	Válida
Apoyo C	18.8	kNm/m	Válida
Apoyo D	25.8	kNm/m	Válida
Apoyo E	6.4	kNm/m	Válida
Isostático	37.6	kNm/m	

$$\tau_{ru} = \beta \left(1.3 - 0.3 \frac{f_{ck}}{25} \right) f_{ctd} \geq 0.7 \beta f_{ctd}$$

τu	1.02	N/mm ²	Rasante
β; factor de rigidad	0.8	-	
Superficies en cola de milano			
f _{ck} ; H de menor resistencia	30.0	N/mm ²	
f _{ctd} ; H de menor resistencia	1.35	N/mm ²	

$$\tau_{rd} = \frac{V_d}{p z} \approx \frac{V_d}{p 0.8h}$$

h; canto total prelosa	200	mm
p; perímetro de contacto	348	mm

τ rd	τ rd < τ u		
Apoyo A	0.41	N/mm ²	Válida
Apoyo B	0.60	N/mm ²	Válida
Apoyo C	0.53	N/mm ²	Válida
Apoyo D	0.60	N/mm ²	Válida
Apoyo E	0.41	N/mm ²	Válida

Vd a c	Vd < Vu		Vu
Apoyo A	22.2	kN/m	Válida
Apoyo B	31.9	kN/m	Válida
Apoyo C	25.9	kN/m	Válida
Apoyo D	31.9	kN/m	Válida
Apoyo E	22.2	kN/m	Válida

Se trazan los diagramas de momento y cortante correspondiente a la prelosa según la redistribución plástica admitida por la EHE:

Diagrama de momento [kNm]:

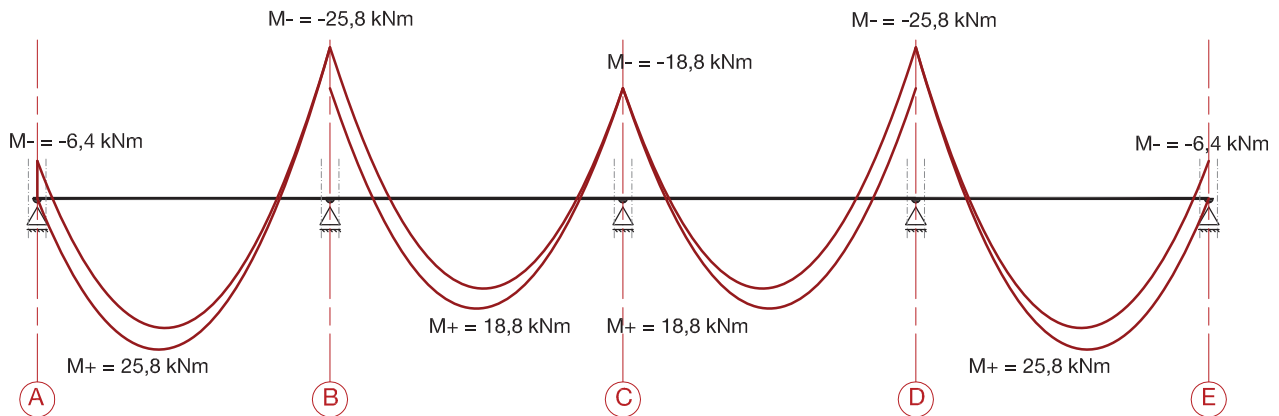
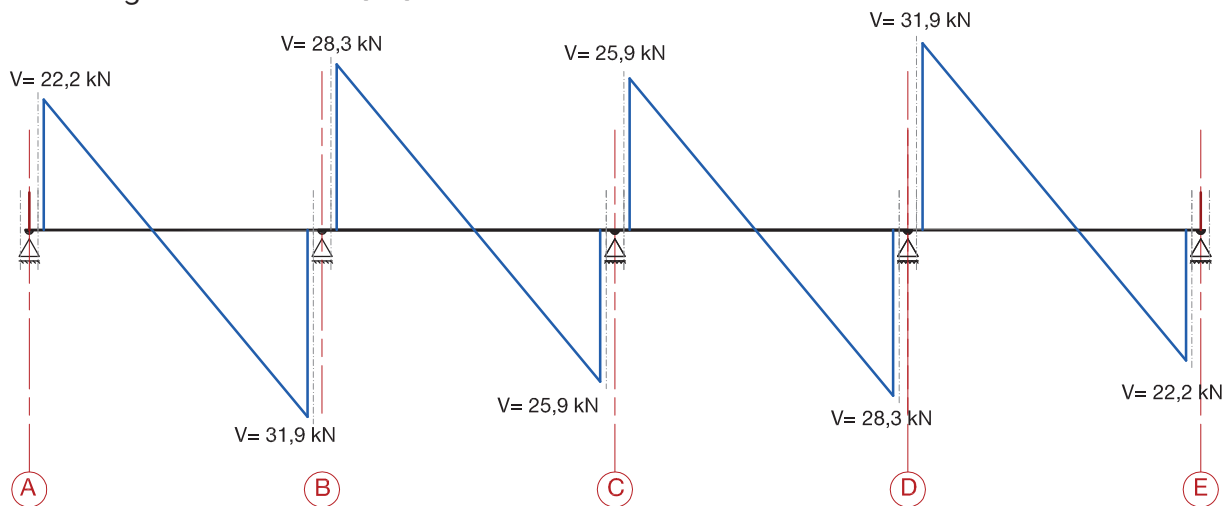


Diagrama de cortante [kN]:

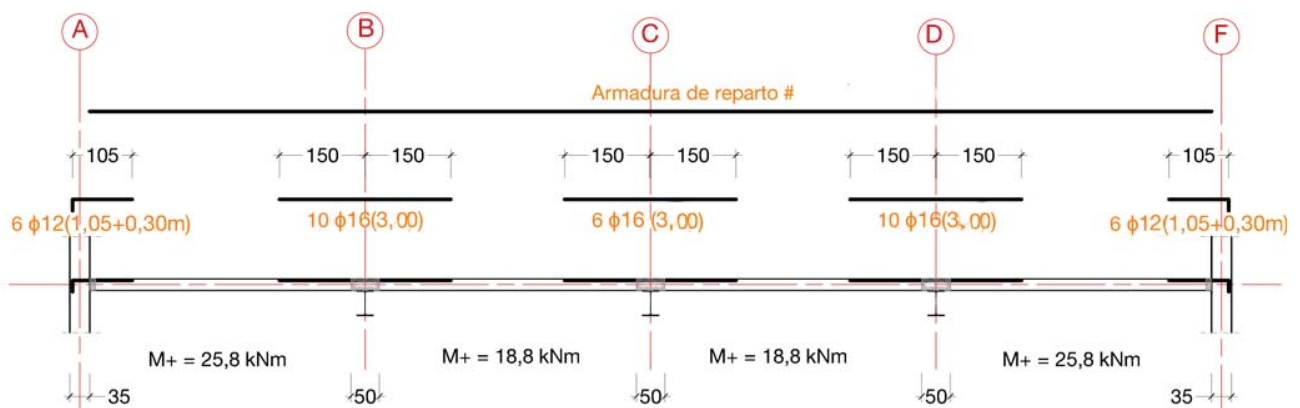


El cortante se ha comprobado a cara de macizado. Para armar se ha de decalar la ley un canto útil.

Se podría haber optado por no redistribuir plásticamente, ya que esto tiene efectos positivos a momento pero no a cortante. Se decide armar la prelosa así porque le supondrá un incremento de rigidez a este diafragma frente a sismo.

11.2.5. ARMADO FINAL

Se arma la prelosa con los resultados obtenidos por cumplirse todas las comprobaciones. Se alargan las longitudes de la armadura de negativo más de lo estrictamente necesario por incendio:



ISOSTÁTICA

11.2.6. FASE DE MONTAJE

Cargas en valor característico		kN/m ²	
PP	Elem. estructurales	g ₀	3.5
PP	Elem. constructivos	g ₁	0.0
SB	Uso	q ₁	1.5
SB	Nieve	q ₂	0.0
Combinación (ELU)		6.75	kN/m ²
Luz		5.00	m
Tipo de prelosa		T-4	
f _{ck} HP-40		40	N/mm ²
P ^e		-21.44	kNm
Rigidez homogénea		7512	kNm ²
Módulos resistentes inferiores			
Prelosa HP			
W _{inf}		2941	cm ³
W _{inf} / m		2451	cm ³ / m
Forjado 15+5			
W _{inf}		8516	cm ³ / m
W _{inf} forjado / W _{inf} prelosa			
α, relación de W		3.5	-

ELU		
Los valores del catálogo se refieren al total de la prelosa (b = 1.2 m)		
Ancho tributario	1.2	m
Carga uniforme	8.1	kN/m
Momento isostático		
Mu1	25.3	kNm
	82.7	kNm
Cortante isostático		
Vu	20.3	kN
	32.5	kN

ELS		
Flecha isostática	-0.44	cm
Incluida la debida al pretensado		
Momento isostático		
M1 (vano)	18.8	kNm
	42.6	kNm

Datos de catálogo

Se elige el tipo de **prelosa T4** para que cumpla todos los requisitos.

11.2.7. COMPROBACIÓN DE LA APTITUD AL SERVICIO

DEFORMACIÓN

Se considera que una sección cumple los límite de deformación si su esbeltez está por debajo de la esbeltez máxima marcada por la tabla 50 de la EHE-08.

Prelosa aislada, L = 5 m, d = 15 cm

Límite de esbeltez según la normativa:

$$L/d = 500/15 \cdot 0.8 = 26.6 > 20 \quad \text{No cumple}$$

Se afinan los cálculos considerando para la flecha activa la rigidez bruta del forjado completo (pues se comprueba que no alcance el momento de descompresión) y como carga los elementos constructivos y el uso completo, que son las que pueden afectar a los elementos más frágiles. Se considera una simplificación del valor de la flecha diferida de 1.5 veces la instantánea, debida a la fluencia del hormigón.

Para la flecha total se suman las flechas debidas a la fase de montaje, donde unicamente está presente la rigidez de la prelosa, no del forjado, y el peso propio del forjado, y la flecha debida a la situación casi permanente en la que se considera la rigidez bruta del forjado a flexión positiva y las cargas permanentes más la sobrecarga de uso con su correspondiente coeficiente casi permanente. La flecha diferida se calcula con la misma simplificación aplicada a la activa, (1.5 veces la instantánea). Procedimiento análogo a la comprobación de flecha en vigas de sección mixta.

Se válida la sección con un tipo de prelosa cuyo momento de fisuración no es superado en ningún momento.

ELS		
Rigidez bruta forjado	28515	kNm
Flecha activa inst.	0.18	cm
Fl activa diferida ($1.5 \cdot f$ inst)	0.27	cm
Flecha activa	0.45	cm
Lim flecha activa L/300	1.67	cm
Fl total inst (solo prelosa)	-0.44	cm
Fl total inst (forjado)	0.15	cm
Fl total diferida ($1.5 \cdot f$ inst)	-0.43	cm
Flecha total	-0.72	cm
Lim flecha total L/300	1.67	cm

Debido al pretensado de la prelosa resulta una flecha total hacia arriba también admisible.

FISURACIÓN

- FASE DE EJECUCIÓN: Peso propio de la prelosa completa como isostática sin apear.

- FASE DE CARGA: Combinación frecuente máxima (cargas muertas + sobrecarga de uso y nieve con sus correspondientes coeficientes de simultaneidad).

Se detallan los cálculos:

ELS		
Construcción no apeada		
Nº de vanos	2	-
Momento máximo/punto relevante según análisis elástico-lineal para 1kN/m		
Vano 1	3.13	kNm/m

Combinación frecuente (ELS)			
Se utiliza el momento de fisuración			
M+ fis	71.07	kNm/m	
Mk+			
Vano 1	51.6	kNm/m	Válido

11.2.8. COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Se comprueba que la sección definida por Estado Limite de Servicio sea también válida a Estado Limite Último. Se consideran todas las cargas en régimen plástico y la resistencia máxima de la estructura analizada.

ELU			
Comb. persistente o transitoria (ELU)			6 Φ 10
Mu +	104.08	kNm/m	Md < Mu
Vano 1	37.6	kNm/m	Válida
Mu - (sección tipo)	27.95	kNm/m	
Apoyo A	9.4	kNm/m	Válida
Isostático	37.6	kNm/m	

$$\tau_{ru} = \beta \left(1.3 - 0.3 \frac{f_{ck}}{25} \right) f_{ctd} \geq 0.7 \beta f_{ctd}$$

τu	1.02	N/mm ²	Rasante
β; factor de rigosidad	0.8	-	
Superficies en cola de milano			
f _{ck} ; H de menor resistencia	30.0	N/mm ²	
f _{ctd} ; H de menor resistencia	1.35	N/mm ²	

$$\tau_{rd} = \frac{V_d}{p z} \approx \frac{V_d}{p 0.8h}$$

h; canto total prelosa	200	mm
p; perímetro de contacto	348	mm

τ rd	τ rd < τ u		
Apoyo A	0.54	N/mm ²	Válida
Apoyo B	0.54	N/mm ²	Válida

Vd a cara de macizado	Vd < Vu		Vu
Apoyo A	27.7	kN/m	47.09
Apoyo B	27.7	kN/m	47.09

En los apoyos se maciza la sección 20 cm para realizar correctamente la entrega

11.2.9. ARMADO FINAL

Se arma la prelosa con los resultados obtenidos en este caso por cumplirse todas las comprobaciones.

Se alargan las longitudes de la armadura de negativo más de lo estrictamente necesario por incendio. Para armado final véanse planos pues esta es la disposición final.

CONCLUSIÓN

Resulta razonable considerar la prelosa isostática, pues el coste derivado de incrementar en uno el tipo de prelosa para que no se fisure se compensa con la necesidad de un menor armado a negativo, tanto en longitud como en cuantía.

Esta prelosa se podría seguir intentando optimizar y hacerla T-3 considerando la inercia fisurada en la longitud del centro del vano en la que esta se fisure puesto que la flecha activa está muy lejos de su limitación, y la total aún más, pero debido a que la diferencia de inercias es de $I_{bruta} = 12.5 I_{fs}$ no se puede sin un cálculo detallado afirmar que vaya a cumplir.

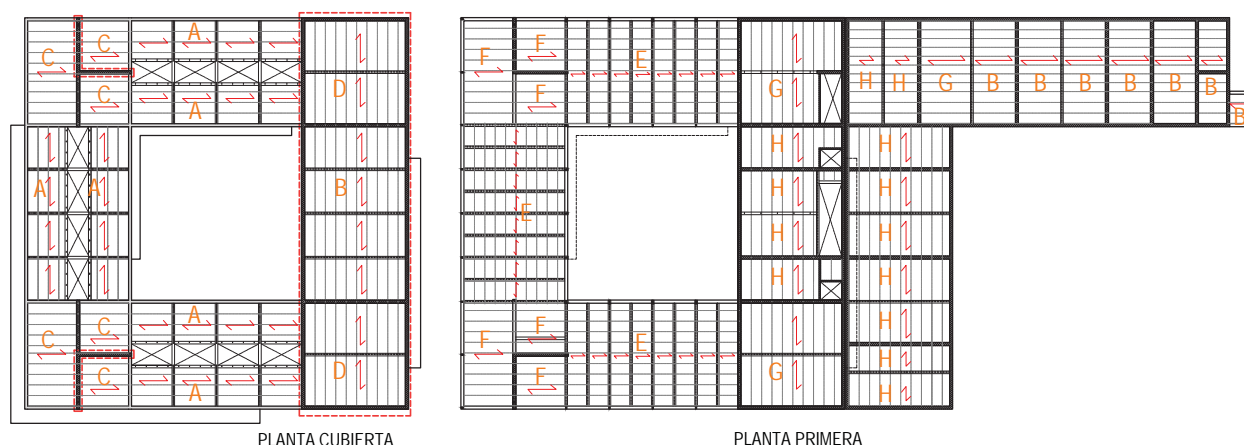
11.3. PRELOSAS B, C, D, E, F, G y H ISOSTÁTICAS (PLANTAS CUBIERTA Y PRIMERA)

A la luz de los resultados obtenidos, en los cuales para cumplir los requisitos a cortante considerando la prelosa continua hay que aumentar en gran medida el armado a negativo, tanto en longitud como en cuantía o macizar una longitud muy elevada (se ha comprobado que hasta más de un metro en algunas prelosas si no se quiere aumentar el armado a negativo, se decide calcular las prelosas como biapoyadas. De esta forma el cortante se hace igual en ambos extremos y la resistencia a cortante viene definida por el tipo de prelosa, al estar sometida a momento positivo.

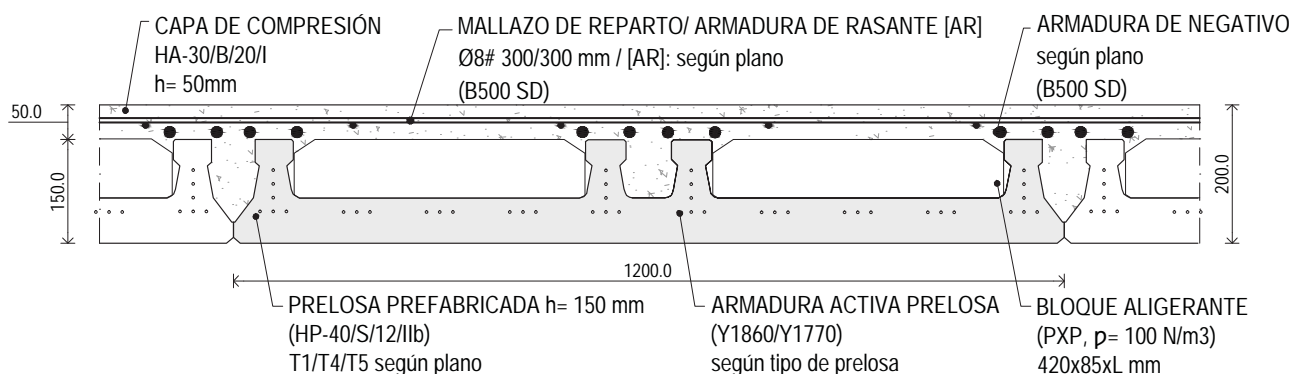
También es relevante que la resistencia a cortante en flexión negativa de las prelosas es bastante menor que su resistencia a cortante en flexión positiva de las prelosas, y debido a su poca esbelteza y su reducido bloque de compresión, la norma admite considerar ductilidad suficiente para poder suponer que el cuarto del momento negativo para el que se arma en los apoyos para evitar la fisuración no afecta a la comprobación de Estados Límite Últimos a cortante.

Nótese que por luces y cargas la prelosa A calculada es la que menor necesidad de incremento de resistencia a cortante presenta. En el resto de prelosas excepto E la carga, la luz o ambos condicionantes son mayores.

De esta forma, isostática, se comprueba que se cumplan todos los requisitos.



Zonificación prelosa.



Detalle prelosa

A continuación se adjunta un resumen de los resultados obtenidos:

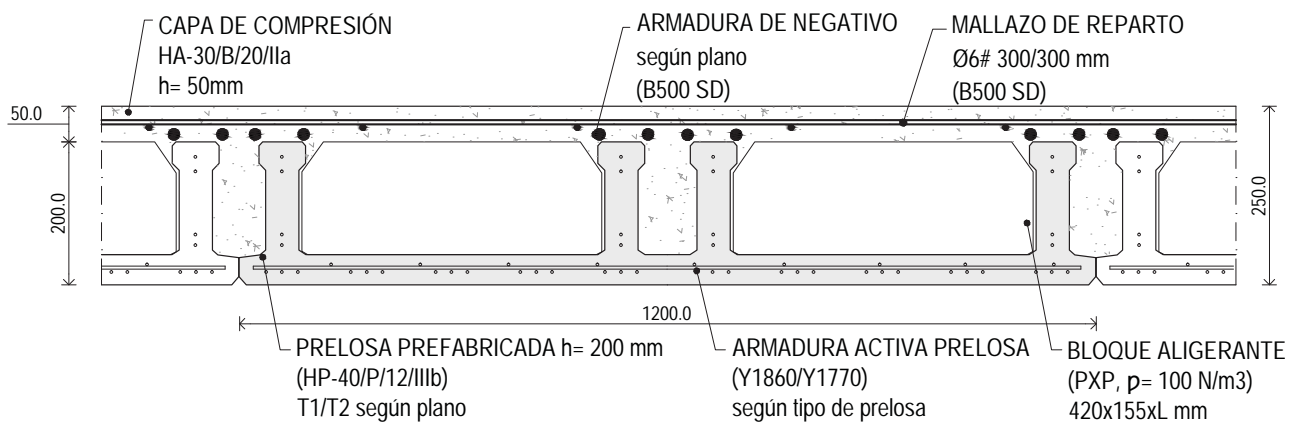
PRELOSA 15*5 (PREFABRICADOS LUFORT, S.L.)		B	C	D	E	F	G	H
		T-4	T-4	T-5	T-1	T-4	T-5	T-4
kN/m ²								
PP Peso de la prelosa HP	g _p	2.0	-	-	-	-	-	-
PP Elem. estructurales	g _o	3.5	-	-	-	-	-	-
PP Elem. constructivos	g ₁	5.3	4.3	5.3	3.0	3.0	3.0	3.0
SB Uso	q ₁	1.0	1.0	1.0	3.0	3.0	5.0	5.0
SB Nieve	q ₂	0.2	0.2	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0
Luz	m	5.00	5.65	5.85	2.50	5.65	5.85	5.00
FASE DE MONTAJE								
ELU								
Combinación montaje	kN/m ²	6.8	"	"	"	"	"	"
Carga uniforme /prelosa	kN/m	8.1	-	-	-	-	-	-
FLEXIÓN M _d < M _u								
Momento isostático	kNm	25.3	32.3	34.7	6.3	32.3	34.7	25.3
Mu1	kNm	82.7	82.7	95.2	18.2	82.7	95.2	82.7
CORTANTE V _d < V _u								
Cortante isostático	kNm	20.3	22.9	23.7	10.1	22.9	23.7	20.3
Vu	kNm	32.5	32.5	35.6	14.1	32.5	35.6	32.5
ELS								
DEFORMACIONES u hormigonado								
Flecha isostática	cm	-0.12	-0.4	-0.79	-0.01	-0.4	-0.79	-0.44
Incluida la debida al pretensado								
FLEXIÓN M _k < M ₁								
Momento isostático	kNm	18.8	23.9	25.7	4.7	23.9	25.7	18.8
M1 (vano)	kNm	42.6	42.6	43.2	10.8	42.6	43.2	42.6
FASE ESTRUCTURA EN USO								
Luz	m	5.00	5.65	5.85	2.50	5.65	5.85	5.00
ELS								
Combinación (ELS)								
Peso de la prelosa acabada	kN/m	3.5	-	-	-	-	-	-
Resto de las cargas perm+ variables frecuentes	kN/m	5.34	4.34	5.34	5.1	5.1	6.5	6.5
Resto de las cargas perm+ variables cuasipermanentes	kN/m	5.3	4.3	5.3	4.8	4.8	6	6
Rigidez bruta forjado	kNm	28515	"	"	"	"	"	"
W _{inf forjado} / W _{inf prelosa}	-	3.5	-	-	-	-	-	-
DEFORMACIONES u < u _{máx}								
Flecha activa	cm	0.54	0.74	1.01	0.03	0.84	1.28	0.68
Lim flecha activa L/(300-500)	cm	1.67 (L/300)	1.88 (L/300)	1.95 (L/300)	0.83 (L/500)	1.13 (L/500)	1.95 (L/500)	1.00 (L/500)
Flecha total	cm	-0.64	-0.39	-1.13	-0.01	-0.32	-1.02	-0.58
Lim flecha total L/300	cm	1.67	1.88	1.95	0.83	1.88	1.17	1.67
FLEXIÓN-FISURACIÓN Mk+ < Mfis Comb frecuente								
M _{máx} + vano (1kN/m)	kNm/m	3.13	3.99	4.28	0.78	3.99	4.28	3.13
Momento máximo/punto relevante según análisis elástico-lineal para 1kN/m								
M _k +	kNm/m	54.7	65.8	74.7	13.6	68.9	79.6	58.3
M+ fis	kNm/m	71.07	71.1	88.1	22.75	71.07	88.1	71.07
Se utiliza el momento de fisuración								
ELU								
Comb persistente o transit.	kN/m	13.38	12.03	13.38	13.28	13.28	16.28	16.28
Armadura de negativo		6 Φ 10	6 Φ 10	6 Φ 10	6 Φ 10	6 Φ 10	6 Φ 10	6 Φ 10
FLEXIÓN M _d < M _u								
M+ vano	kNm/m	41.8	48.0	57.2	10.4	53.0	69.6	50.9
Mu +	kNm/m	104.1	104.1	133.5	22.75	104.08	133.5	104.1
M- apoyo	kNm/m	10.5	12.0	14.3	2.6	13.2	17.4	12.7
Mu - (sección tipo)	kNm/m	27.95	27.95	27.95	27.95	27.95	27.95	27.95
Isostático	kNm/m	41.8	48	57.2	10.4	53	69.6	50.9
RASANTE τ _{rd} < τ _u								
τ _{rd}	N/mm ²	0.60	0.61	0.70	0.30	0.67	0.85	0.73
τ _u	N/mm ²	1.02	"	"	"	"	"	"
CORTANTE V _d < V _u								
V _d a cara de macizado	kN/m	30.8	31.6	36.5	13.9	34.8	44.3	37.4
Vu -	kN/m	47.1	47.1	53.5	20.3	47.1	53.5	47.1
Macizado	cm	20	20	20	20	20	20	20
Desde el eje de cálculo *Se maciza por la entrega								
V a eje de cálculo	kN/m	34	34	39	17	38	48	41

11.4. PRELOSAS I, J y K ISOSTÁTICAS (FORJADOS SANITARIOS)

En estas prelosas es especialmente relevante el tipo de ambiente, por lo que se ha de usar una prelosa con un hormigón adecuado como se ha indicado. También se ha de tener en cuenta que esta prelosa tendrá que soportar las elevadas cargas de los depósitos de libros, y no habiendo restricciones de altura máxima, se opta una prelosa de un canto mayor: **20+5 cm**.



Zonificación prelosa



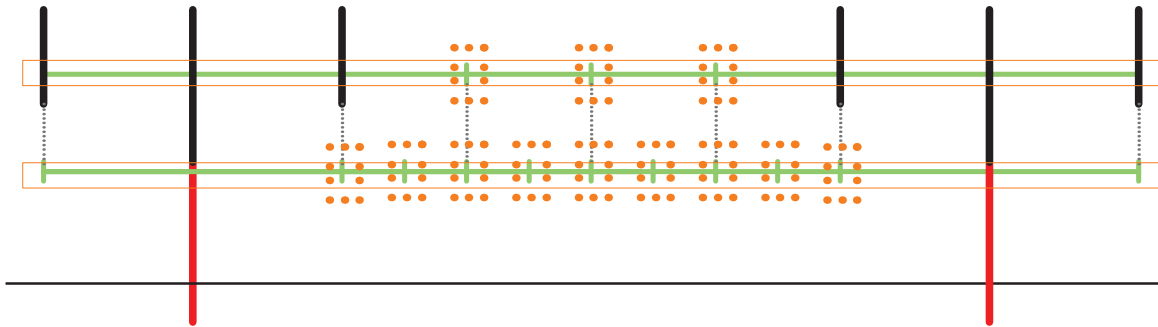
Detalle prelosa

A continuación se adjunta un resumen de los resultados obtenidos.

PRELOSA 20*5 (PREFABRICADOS RODIÑAS, S.L.)		I	J	K	L
		T-1	T-1	T-2	T-2
kN/m ²					
PP Peso de la prelosa HP	g _p	2.1	-	-	-
PP Elem. estructurales	g _o	3.6	-	-	-
PP Elem. constructivos	g _i	2.0	-	-	2.0
SB Uso	q ₁	5.0	3.0	19.5	3.0
SB Nieve	q ₂	0.0	0.0	0.0	0.0
Luz	m	4.00	4.00	4.00	6.00
FASE DE MONTAJE					
ELU					
Combinación montaje	kN/m ²	6.82	"	"	"
Carga uniforme /prelosa	kN/m	8.2	-	-	-
FLEXIÓN		M _d < M _u			
Momento isostático	kNm	16.4	16.4	16.4	36.8
Mu1	kNm	21.6	21.6	22.1	22.1
CORTANTE		V _d < V _u			
Cortante isostático	kNm	16.4	16.4	16.4	24.5
Vu	kNm	58.8	58.8	60.8	60.8
ELS					
DEFORMACIONES		u hormigonado			
Flecha isostática	cm	0.12	0.12	0.12	0.7
Incluida la debida al pretensado					
FLEXIÓN		M _k < M _{desc}			
Momento isostático	kNm	12.1	12.1	12.1	27.3
M desc (vano)	kNm	21.7	21.7	29.94	29.94
FASE ESTRUCTURA EN USO					
Luz	m	4.00	4.00	4.00	6.00
ELS					
Combinación (ELS)					
Peso de la prelosa acabada	kN/m	3.55	3.55	-	-
Resto de las cargas perm+ variables frecuentes	kN/m	5	3.8	13.7	3.8
Resto de las cargas perm+ variables cuasipermanentes	kN/m	5	3.8	13.7	3.8
Rigidez bruta forjado	kNm	30600	30600	30770	30770
W _{inf forjado} / W _{inf prelosa}	-	3.5	3.5	-	-
DEFORMACIONES		u < u _{máx}			
Flecha activa	cm	0.23	0.16	0.70	0.82
Lim flecha activa L/(300-500)	cm	1.33 (L/300)	1.33 (L/300)	1.33 (L/300)	2.00 (L/300)
Flecha total	cm	0.46	0.42	0.57	1.98
Lim flecha total L/300	cm	1.33	1.33	1.33	2
FLEXIÓN-FISURACIÓN		M _k < M _{desc.}		Comb frecuente	
M _{máx} vano (1kN/m))	kNm/m	2.00	2.00	2.00	4.28
Momento máximo/punto relevante según análisis elástico-lineal para 1kN/m					
M _k +	kNm/m	24.3	21.9	41.9	49.3
M+ descompresión	kNm/m	36.44	36.44	50.28	50.28
Momento de descompresión por estar en ambiente aéreo marino : IIIa					
ELU					
Comb persistente o transit.	kN/m	14.99	11.99	36.8	13.38
Armadura de negativo		4 Φ 8	4 Φ 8	4 Φ 8	4 Φ 8
FLEXIÓN		M _d < M _u			
M+ vano	kNm/m	30.0	24.0	73.6	54.0
Mu +	kNm/m	70.7	70.7	90.37	90.37
M- apoyo	kNm/m	9.4	6.0	12.0	13.5
Mu - (sección tipo)	kNm/m	14.35	14.35	14.35	14.35
Isostático	kNm/m	30	24	73.6	54
RASANTE		τ _{rd} < τ _u			
τ _{rd}	N/mm ²	0.19	0.16	0.48	0.23
τ _u	N/mm ²	1.02	"	"	"
CORTANTE		V _d < V _u			
V _d a cara de macizado	kN/m	27.7	30.8	68.1	34.2
V _u -	kN/m	76.7	76.7	78.5	78.5
Macizado	cm	15	15	15	15
Desde el eje de cálculo					
V a eje de cálculo	kN/m	30.1	24.0	73.6	36

12. CÁLCULO DE LA SECCIÓN MIXTA CON CONEXIÓN PARCIAL

12.1. CONSIDERACIONES GENERALES



Sección esquemática , zona biblioteca.

Tal y como se ha descrito en el predimensionado se ha optado por resolver la estructura con secciones mixtas, perfil metálico más prelosa de hormigón conectados parcialmente, ya que el requisito más exigente para este perfil es la limitación por deformación, mientras que la sollicitación por resistencia, como se ha podido extraer de los cálculos precedentes no es tan restrictiva.

12.1.1. GEOMETRÍA DEL ELEMENTO

En primer lugar se calcula el ancho eficaz de la sección de hormigón según describe el EC 4:

La anchura eficaz total, b_{eff} , en el centro del vano o sobre un apoyo extremo puede determinarse según la siguiente expresión:

$$b_{eff} = b_o + b_{ei}$$

b_o : distancia entre centros de los conectores extremos

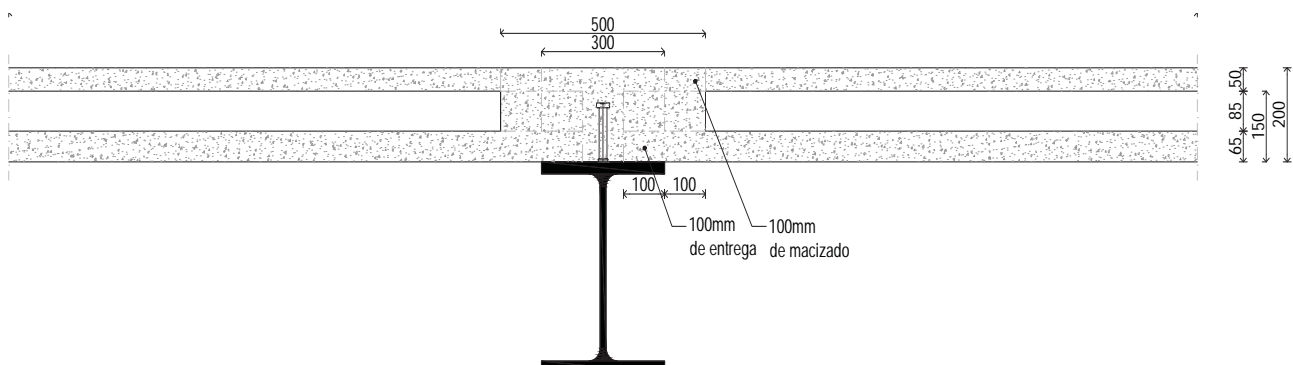
b_{ei} : valor de la anchura eficaz a cada lado del alma, que se toma igual a $L_e/8$ pero no mayor que la anchura geométrica b_i

L_e : distancia aproximada entre puntos de momento nulo.

Se procede a un tanteo de la solución óptima:

El ancho de hormigón de la prelosa que puede considerarse colaborando a compresión a $M+$ es el siguiente.

Sección tipo



12.1.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Se calcula con los siguientes materiales y factores de conversión.

MATERIAL	
Hormigón HA-30	
f_{cd} En estructuras mixtas	17.00 Mpa
$E_{cm,0}$ (EC)	32837 Mpa
φ en estr. mixta suele usarse 2	2.0
$E_{cm,\infty}$	10946 Mpa
Acero S275	
f_{yd} R. de calculo ($t \leq 16$ mm)	261.90 Mpa
E_s	210000 Mpa
Siempre que la pieza esté conectada con homigón es clase 1	
Coef. de homogeneización	
n_0 corto plazo	6.4
n_∞ largo plazo	19.2
n plastico	15.4

12.1.3. RESISTENCIA DE LOS CONECTORES

Para la resistencia de los conectores se aplica el criterio del lado de la seguridad de considerar unicamente la altura del conector incluida en la zona de la prelosa macizada como si estuviese en una losa maciza; pues de lo contrario sería necesario estimar el coeficiente de disminución por la presencia de aligeramientos en el hormigón, caso que no viene formulado en norma.

Para el cálculo de la resistencia de los pernos conectadores de una losa maciza EN 1994 establece la siguiente formulación:

CONECTORES SOLDADOS Acero S235J2+C450	
f_y	350 Mpa
f_u	450 Mpa
γ_v	1.25
Φ	25 mm
P_{Rd1}	150207 N
P_{Rd2}	103619 N
h_{sc} ; altura nominal	65 mm
h_{sc}/d	3
α	0.72
P_{Rd}	103.6 kN

* Al ser prelosas se considera solo la resistencia del conector en la zona envuelta por el hormigón más bajo

EC 4 6.6.3

P_{Rd}

valor mínimo entre:

$$P_{Rd} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_v}$$

$$P_{Rd} = \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v}$$

donde α es:

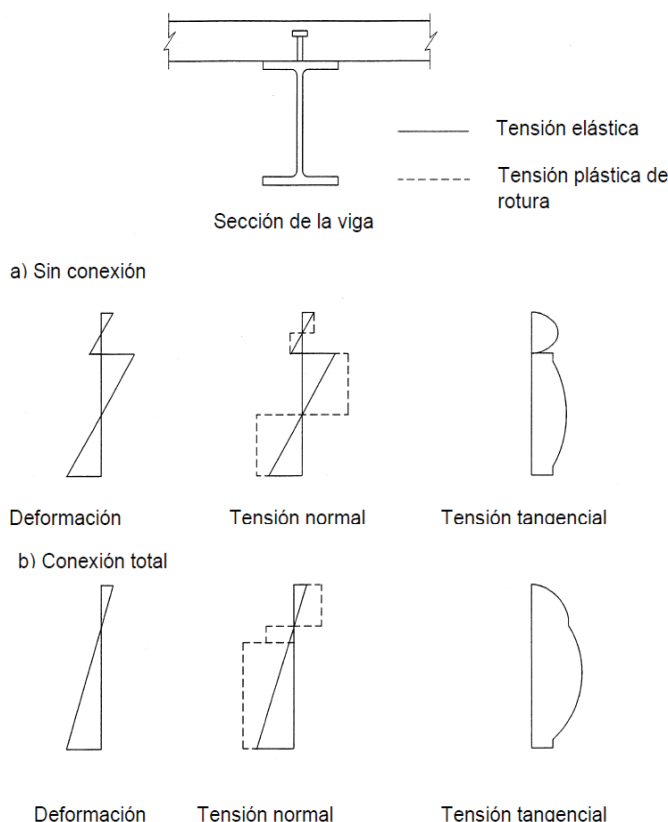
$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{para } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{para } h_{sc} / d > 4$$

Resulta una resistencia por conector de 103.6 kN.

12.1.4. CONEXIÓN PARCIAL

La siguiente imagen muestra las diferencias principales entre la forma de trabajo de la conexión total (plastificación de los conectores) y la sección sin conexión. La conexión parcial se encuentra en un estado intermedio, por lo que tendrá que ser comprobado que en régimen de servicio los conectores no plastifiquen y la estructura se deforme más de lo estimado. Para ello se utilizan tensiones tangenciales, que se calculan en régimen elástico.



Según el EC existe un límite inferior para el grado de conexión parcial :

6.6.1.2 Limitación del uso de la conexión parcial en vigas de edificación

(1) Los pernos conectadores con cabeza cuya longitud total una vez soldados no sea menor que 4 veces el diámetro y cuyo vástago tenga un diámetro nominal no menor que 16 mm y no mayor que 25 mm, pueden considerarse dúctiles dentro de los siguientes límites del grado de conexión, que se define por la relación $\eta = n / n_f$:

Para secciones de acero con alas iguales:

$$L_e \leq 25: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,75 - 0,03 L_e), \quad \eta \geq 0,4 \quad (6.12)$$

$$L_e > 25: \quad \eta \geq 1 \quad (6.13)$$

Para secciones de acero con un área del ala inferior igual a tres veces el área del ala superior:

$$L_e \leq 20: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,30 - 0,015 L_e), \quad \eta \geq 0,4 \quad (6.14)$$

$$L_e > 20: \quad \eta \geq 1 \quad (6.15)$$

La conexión parcial es idónea cuando los requisitos más restrictivos son de deformación; pues a deformación se calcula para que en estado límite de servicio se pueda considerar la sección completa, y a resistencia se considera un incremento proporcional de esta en función del grado de conexión.

El axil de cálculo que tiene que resistir cada conector se calcula como el menor de los axiles de la sección, sea acero u hormigón, dividido entre el número de conectores colocados.

EFFECTOS EN LA DEFORMACIÓN

En cuanto a los efectos de la falta de interacción en las deformaciones debido a la conexión parcial el EN 1994 en su apartado 7.3.1 Flechas (Deformaciones en edificación) indica:

7.3.1 (4) Los efectos de la falta de interacción se pueden despreciar siempre que:

- El dimensionado de la conexión sea conforme con el apartado 6.6;
- No se utilicen menos conectadores que la mitad del número necesario para que la conexión sea total, o bien los esfuerzos resultantes de un comportamiento elástico y que actúan en los conectadores en el estado límite de servicio no superen P_{Rd} y
- En el caso de una losa nervada con los nervios transversales a la viga, la altura de los nervios no sea mayor que 80 mm.

Por lo tanto, únicamente se deberá comprobar la plastificación en régimen de servicio en los casos en que no se supere el 50 % de los conectores necesarios para conexión total.

12.1.5. UNIONES

Se adaptarán a las necesidades de cada elemento.

El anclaje al hormigón se realizará con pernos de anclaje por expansión.

TIPOLOGÍA DE CARGAS

Debido a que el edificio está sometido a cargas sísmicas importantes es necesario que los pernos sean capaces de resistir cargas dinámicas.

Cargas estáticas o casi-estáticas



Las cargas estáticas o casi-estáticas representan el peso propio del elemento fijado, las solicitaciones permanentes y las variables como el viento, la nieve, etc.

Cargas dinámicas



Las cargas dinámicas son las solicitaciones cuya intensidad varía con el tiempo. Por ejemplo, las máquinas industriales afectadas por vibraciones, impactos regulares, etc.

Algunas cargas dinámicas pueden considerarse como cargas casi-estáticas.

Por lo tanto es necesario que cumplan la categoría C2.

La capacidad para soportar cargas sísmicas se clasifica como:

- ETA de categoría sísmica C1: similar al procedimiento de certificación previa de EE. UU., solo apto para aplicaciones no estructurales según las recomendaciones de la EOTA TR045.
- ETA de categoría sísmica C2: pruebas de movimiento sísmico certifican que el anclaje es apto para aplicaciones estructurales y no estructurales más exigentes.

Zona sísmica	Categoría C1 o C2			
	Categoría I de edificio	Categoría II de edificio	Categoría III de edificio	Categoría IV de edificio
Muy débil				
Débil		C1 elementos no estructurales C2 elementos estructurales		C2
Media		C2	C2	C2
Media		C2	C2	C2
Fuerte		C2	C2	C2

Normativa TR 045

CLASE DE ACERO

Para evitar la corrosión de los pernos se elige el tipo de acero en función del tipo de atmósfera al que va a estar sometida.

		TIPOS DE ATMÓSFERA	depósito de cinc 5-10 µm	Hot dip galvanized 45 µm mini	Acero inoxidable A4
INTERIOR	SECA	Locales limpios, con calefacción en invierno sin condensación. Interiores de vivienda, locales climatizados.	●	●	●
	HÚMEDA	Locales sometidos a condensación, depósitos de mercancías, almacenes, sótanos, etc.	□	●	●
EXTERIOR	RURAL	Exterior de las residencias, con clima templado, lejos de grandes aglomeraciones y fábricas (en el campo).	□	□	●
	URBANA	Exterior de las residencias en la ciudad, con una o varias fábricas que generan humos y crean un crecimiento significativo de la corrosión atmosférica.	□	□	●
	INDUSTRIAL	Medio correspondiente a la atmósfera en las fábricas y su entorno, que precisa un diseño reflexivo de la protección: gran corrosión atmosférica.	□	□	●
	MARINA	Atmósfera litoral o de alta mar. Gran corrosión debida a la presencia de una importante humedad relativa combinada con un cierto contenido de sal marina en el aire.	□	□	●

Fuente : NFA 91-102 - Superficie metálica

□ Clase no adaptada al medio

○ Pónganse en contacto con nosotros

● Clase adaptada

Por tanto se eligen **pernos de acero al carbono** para todos los pernos, aunque para los que fijen los perfiles HEB 340 (V4) de la planta primera colgada a las vigas de HA-30 (580x350mm²) será necesario utilizar una protección adicional, (tanto en los perfiles y en las chapas como en los pernos), por la falta de protección ante los cloruros y la humedad del ambiente. Solo existe entre los elementos y el exterior una capa de paneles de acabado de hormigón de 4cm permeables al aire y la humedad.

Se decide utilizar en todos estos componentes de **HEB340 (V4)** una protección adicional tipo cobertura metálica, en lugar de cambiar los pernos por unos de acero inoxidable por homogeneizar los elementos y para evitar posibles incompatibilidades entre distintos acabados del acero.

Este tipo de protección está ampliamente probado y utilizado por grandes compañías como Iberdrola o Renfe, y consiste en una cobertura metálica de depósito de Zinc de alta densidad que está homologada y que necesita muy poco mantenimiento.

El folleto informativo del producto ofrece la siguiente información general:

ZINGA®

ZINGA® es una película galvanizante monocomponente que contiene un 96% de Zinc (polvo) en su película seca. Es una cobertura metálica, no una pintura. La pureza del Zinc utilizado, es tan alta que el ZINGA® seco no contiene ningún elemento tóxico.

PROTECCIÓN GALVÁNICA ACTIVA

El Zinc en ZINGA® (ánodo) se sacrifica, protegiendo el acero que recubre de una manera similar o incluso mejor que el galvanizado por inmersión en caliente. Tras el impacto, el flujo de electrones resultante de la diferencia potencial entre el Zinc y el acero, prevendrá al acero de la corrosión.

BARRERA DE PROTECCIÓN PASIVA

A medida que ZINGA® se oxida se construye lentamente una capa de sales de Zinc en su superficie, creando así una barrera protectora. A continuación, el aglutinante de ZINGA® crea una barrera protectora adicional. El aglutinante reduce la desintegración del Zinc dando una protección activa de larga duración.

COMO IMPRIMACIÓN DE TALLER

Con un grosor de 30-40 µm, ZINGA puede ser usado como imprimación de taller. El gran beneficio se encuentra en el hecho de que las estructuras de acero no necesitan recibir un nuevo chorro abrasivo antes de recubrirlas si ZINGA® ha sido utilizado como imprimación de taller. La estructura de acero puede ser recubierta con ZINGA® para obtener una protección catódica o con cualquier otra pintura sin la necesidad de aplicar un chorro abrasivo nuevamente!

Las estructuras de acero Zinganzadas pueden ser soldadas y dobladas durante el ensamblaje.

PROPIEDADES FÍSICAS Y QUÍMICAS

- **DENSIDAD RELATIVA:**
2,67 kg/dm³ a 15°C
- **EXTRACTO SECO:**
80% en peso, 58% en volumen (ASTM D2697)
- **RESISTENCIA A LA TEMPERATURA:**
Desde -40°C hasta +150°C
- **COLOR:**
Gris (Zinc)
- **TASA TEÓRICA DE RENDIMIENTO:**
3,62 m²/kg para una capa de 60 µm
- **PUNTO DE INFLAMABILIDAD:**
47°C
- **VIDA ÚTIL:**
Ilimitada

Folleto informativo completo adjunto al final de la memoria.




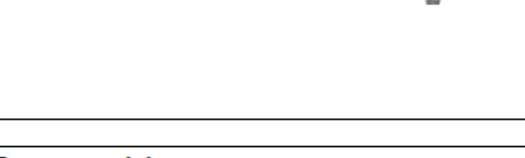
PERNOS DE EXPANSIÓN : HST3 , homologados para cargas dinámicas categoría C2


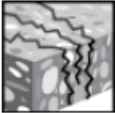





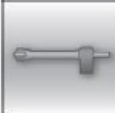




Por la especial importancia en términos de seguridad que entraña la rotura de estos pernos de anclaje se elige este tipo de perno.

HST3 Anclaje de expansión de máximo rendimiento para hormigón fisurado y cargas sísmicas.

Las uniones se calculan con el programa creado para ello de la marca HILTI: Hilti PROFIS Anchor, y se adjuntan los resultados al final de la memoria. Se realiza una comprobación manual y resultan datos similares.

HST3 Metal expansion anchor

Anchor version	Benefits
 <p>HST3 Carbon steel</p>  <p>HST3-R Stainless steel</p>	<ul style="list-style-type: none"> - highest resistance for reduced member thickness, short spacing and edge distances - increased undercut percentage in combination with optimized coating - suitable for non-cracked and cracked concrete C 12/15 to C 80/95 - highly reliable and safe anchor for structural seismic design with ETA C1/C2 approval - flexibility with two embedment depths included in the ETA
 <p>HST3-BW Carbon steel</p>  <p>HST3-R-BW Stainless steel</p>	<ul style="list-style-type: none"> - minimum edge and spacing distances reduced by up to 25% compared to HST - design tension resistance increased by up to 66% compared to HST - product and length identification mark facilitates quality control and inspection

Base material  <p>Concrete (uncracked)</p>  <p>Concrete (cracked)</p>	Load conditions  <p>Static/quasi-static</p>  <p>Seismic ETA-C1/C2</p>  <p>Fire ETA</p>
Installation conditions  <p>Hammer drilled holes</p>  <p>Diamond drilled holes</p>  <p>Hollow drill-bit drilling</p>	Other informations  <p>European Technical Approval</p>  <p>CE conformity</p>  <p>PROFIS Anchor design Software</p>  <p>FM approved</p>

Catálogo completo adjunto al final de la memoria.

Además, se prescribe la necesidad de que los anclajes estén rellenos con el producto siguiente, para mejorar la resistencia a cortante en situación sísmica:

Juego sísmico/de relleno para anclajes homologados de actividad sísmica (acero al carbono)

Puesto que el elemento es estructural y está sometido a cargas dinámicas se realiza un tipo de cálculo C2.

Cuadro de resistencia de los pernos de anclaje expansivos utilizados:

HST3 . Anclaje aislado	M20	M24
	hef = 101	hef = 125
Hormigón no fisurado	Cat. C2	
$N_{Ru,m}$ (kN)	68.1	79.7
N_{Rk} (kN)	51.3	60.0
N_{Rd} (kN)	34.2	40.0
$V_{Ru,m}$ (kN)	88.1	98.7
V_{Rk} (kN)	83.9	94.0
V_{Rd} (kN)	67.1	62.7
Hormigón fisurado		
$N_{Ru,m}$ (kN)	48.5	53.1
N_{Rk} (kN)	36.5	40.0
N_{Rd} (kN)	24.4	26.7
$V_{Ru,m}$ (kN)	88.1	98.7
V_{Rk} (kN)	89.30	94.00
V_{Rd} (kN)	67.1	62.7

HST3-R . Anclaje aislado	M20	M24
	hef = 101	hef = 125
Hormigón no fisurado	Cat. C2	
$N_{Ru,m}$ (kN)	68.1	79.7
N_{Rk} (kN)	51.3	60.0
N_{Rd} (kN)	34.2	40.0
$V_{Ru,m}$ (kN)	102.1	120.8
V_{Rk} (kN)	97.2	115.0
V_{Rd} (kN)	77.8	88.5
Hormigón fisurado		
$N_{Ru,m}$ (kN)	48.5	53.1
N_{Rk} (kN)	36.5	40.0
N_{Rd} (kN)	24.4	26.7
$V_{Ru,m}$ (kN)	102.1	120.8
V_{Rk} (kN)	97.2	115.0
V_{Rd} (kN)	77.8	83.9

* Puesto que el M24 tiene que ser homologado se comprueba en sit sismica con M20

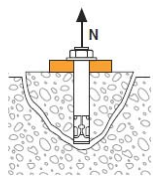
El tornillo M24 no tiene homologado aún el set de relleno para cargas dinámicas. Será necesario el contacto de la dirección facultativa con la empresa HILTI para solventar esta dificultad.

MODOS DE FALLO

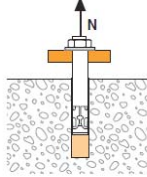
Para calcular manualmente la resistencia de los pernos hay que comprobar estos modos de fallo, y limitar la carga de cálculo al menor de ellos.

Se comprueban todos los distintos tipos de fallo considerando que la unión se realiza a cortante; por lo que los modos de fallo posibles son los que resultan de una **carga a cizalladura**, y se calcula la profundidad mínima de penetración en el hormigón en función de la tensión de adherencia de este.

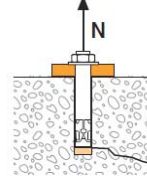
Carga a tracción



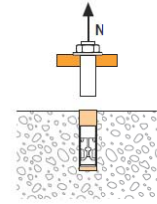
Rotura del cono de hormigón



Rotura por extracción-deslizamiento

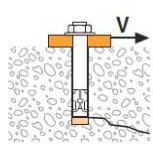


Rotura por hendidura por extracción-deslizamiento

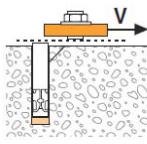


Rotura del acero

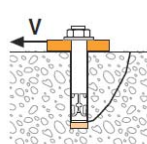
Carga a cizallamiento



Rotura del hormigón en el borde de la losa



Rotura del acero



Rotura por efecto de palanca

Procedimiento de cálculo de la resistencia de la unión a cizalladura.

Resistencia a cizallamiento

Rotura del hormigón en el borde de la losa

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,c}^O \cdot f_b \cdot f_{\beta,V} \cdot \Psi_{C,S-V}$$

$V_{Rd,c}^O$ Resistencia de cálculo en el estado límite último de un anclaje situado a C_{min} de los bordes

f_b Coeficiente que tiene en cuenta la resistencia del hormigón

$f_{\beta,V}$ Coeficiente que tiene en cuenta la dirección de carga a cizallamiento.

$\Psi_{C,S-V}$ Coeficiente que tiene en cuenta la influencia de la distancia entre el anclaje y un borde libre.

$$N_{Rd} = \min(N_{Rd,p}; N_{Rd,c}; N_{Rd,s})$$

$$\beta_N = N_{Sd} / N_{Rd}$$

Rotura por efecto de palanca

$$V_{Rd,cp} = V_{Rd,cp}^O \cdot f_b \cdot \Psi_s \cdot \Psi_{c,N}$$

$V_{Rd,cp}^O$ Resistencia en el estado límite último - rotura por efecto de palanca de un anclaje en macizo

f_b Coeficiente que tiene en cuenta la resistencia del hormigón

Ψ_s Coeficiente que tiene en cuenta la influencia de la distancia entre ejes

$\Psi_{c,N}$ Coeficiente que tiene en cuenta la influencia de la distancia a los bordes

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,c}; V_{Rd,cp}; V_{Rd,s})$$

$$\beta_V = V_{Sd} / V_{Rd}$$

Rotura del acero

$$V_{Rd,s}$$

$V_{Rd,s}$ Resistencia de cálculo en el estado límite último - rotura del acero

Resistencia a cizallamiento

Para cada unión se adjunta la hoja correspondiente a los datos y resultados de cálculo.

PERNOS ROSCADOS: M20, M37, M33 pretensados

Se utilizan pernos de alta resistencia (A 10.9) pretensados, con un coeficiente de rozamiento de pretensado de 0,4 para todas las superficies. No es posible homogeneizar los pernos.

En la planta primera, para la viga (V5) HEB 340 se prescribe que no hay rozamiento en ELU, ya que es una viga de apeo.

Todas las vigas se calculan en elástico para situación sísmica.

TIPO DE UNIÓN: Chapa frontal

Se prescriben, en general, chapas frontales excepto para los perfiles de cierre de huecos en planta de cubierta por los siguientes motivos:

- Se trata de una unión bastante robusta;
- Es más resistente que uniones realizadas con chapa lateral o con angulares;
- Por la dimensión de las piezas a unir;
- Es de simple fabricación y montaje;

Por contra, hay que tener cuidado durante el transporte porque la chapa frontal puede dañarse fácilmente. La chapa frontal viene soldada de taller a las vigas con soldadura en ángulo; en la obra se atornillan entre si las chapas frontales de las piezas a unir y se realiza la unión. Los taladros vienen realizados de taller.

12.2. SECCIÓN MIXTA PLANTA CUBIERTA (V1) y (V2) HEB 500

12.2.1. SOLICITACIONES Y PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Cargas en valor característico		kN/m ²	
PP	Elem. estructurales	g ₀	3.9
PP	Elem. constructivos	g ₁	5.3
SB	Uso	q ₁	1.0
SB	Nieve	q ₂	0.2

Combinación (ELU)		14.07	kN/m ²
Luz		11.65	m

	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
Uso	0.0	0.0	0.0
Nieve	0.5	0.2	0.0

Ancho tributario	5.0	m
Carga uniforme	70.4	kN/m
Momento isostático	1194	kN/m
Cortante isostático	410	kN

Al ser un perfil de catálogo el elegido se puede clasificar automáticamente clase 1, y por lo tanto, es admisible considerar su resistencia plástica a nivel seccional según la normativa.

Se calculan las propiedades de la sección mixta con un perfil **HEB 500** y la sección de hormigón ilustrada en consideraciones generales con un **ancho eficaz de 2,9 m**.

La diferencia entre (V1) y (V2) radica en la existencia de una zona sin pernos en V1 en cuanto a geometría, y en cuanto a cálculo para V2 se ha considerado la existencia de un ancho tributario de 6m.

CÁLCULO DEL ANCHO EFICAZ

En el cálculo del ancho eficaz en edificación puede despreciarse b_o y medirse b_i desde el centro del alma, por lo que resulta un ancho eficaz de:

$$b_{eff} = b_o + \sum b_{ei} = 0 + L/8 + L/8 = 11.65 \text{ m} / 8 * 2 = 2.9 \text{ m}.$$

Puesto que la anchura máxima está limitada por la anchura geométrica, que serían 5 m, se puede considerar 2.9 m el ancho eficaz.

PROPIEDADES ELÁSTICAS DE LA SECCIÓN COMPUESTA:

M _{Ed}		1194	kNm
t₀	Posición CDG (E.N.)	20.21	cm
	I _{eq 0}	331535	cm ⁴
	EI _{eq 0}	696224	kNm ²
	σ fibra sup hormigón homogeneizado	72.8	MPa
	σ fibra sup hormigón real	11.4	MPa
	σ fibra inf acero	179.2	MPa
t_∞	Posición CDG (E.N.)	29.18	cm
	I _{eq ∞}	240769	cm ⁴
	EI _{eq ∞}	505615	kNm ²
	σ fibra sup hormigón homogeneizado	144.6	MPa
	σ fibra sup hormigón real	7.5	MPa
	σ fibra inf acero	202.3	MPa

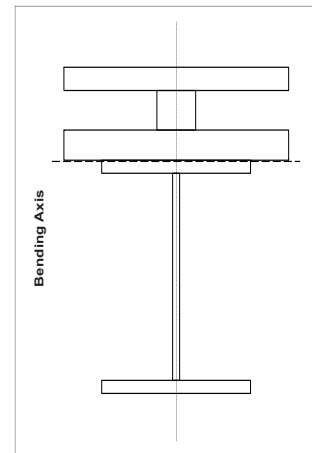
PROPIEDADES A PLAZO CORTO:

PROPIEDADES ELÁSTICAS DE SECCIONES COMPUESTAS

© Jorge Conde 2.015

jorge.conde@upm.es

RECTÁNGULO			1	2	3	4	5	6	TOTAL		
Anchura	b_i	cm	45.31	7.81	45.31	30.00	1.45	30.00			
Altura	h_i	cm	5.00	8.50	6.50	2.80	44.40	2.80			
Posición fibra superior	$z_{top,i}$	cm	0.00	5.00	13.50	20.00	22.80	67.20	0.00	cm	Fibra superior
Posición fibra inferior	$z_{bot,i}$	cm	5.00	13.50	20.00	22.80	67.20	70.00	70.00	cm	Fibra inferior
Posición centro gravedad	$z_{0,i}$	cm	2.50	9.25	16.75	21.40	45.00	68.60	20.21	cm	Centro de masas
Área	A_i	cm ²	226.56	66.41	294.53	84.00	64.38	84.00	819.88	cm ²	Area
Primer momento de inercia	$A_i \cdot z_{0,i}$	cm ³	566	614	4,933	1,798	2,897	5,762	16571.2	cm ³	
Segundo momento de inercia	$I_{0y,i}$	cm ⁴	472	400	1,037	55	10,576	55		cm ⁴	
Componente Steiner	$A_i \cdot (z_{0,i} - z_0)^2$	cm ⁴	71,074	7,979	3,529	119	39,559	196,680		cm ⁴	
Inercia referida a cdn	$I_{y,i}$		71,546	8,379	4,566	173	50,135	196,735	331,535		Inercia principal I_y
Acero			S275	S275	S275	S275	S275	S275			
Límite elástico	f_y	kN/cm ²	25.50	25.50	25.50	27.50	27.50	27.50	1744.0	kN·m	Mel,Rd
Resistencia minorada	f_{yd}	kN/cm ²	24.29	24.29	24.29	26.19	26.19	26.19			



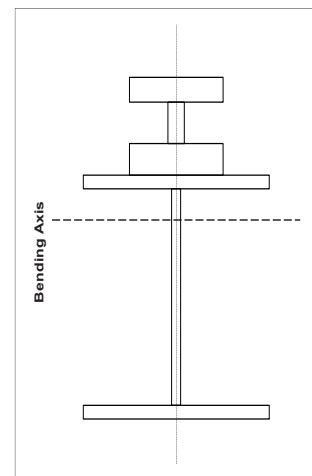
PROPIEDADES A PLAZO INFINITO:

PROPIEDADES ELÁSTICAS DE SECCIONES COMPUESTAS

© Jorge Conde 2.015

jorge.conde@upm.es

RECTÁNGULO			1	2	3	4	5	6	TOTAL		
Anchura	b_i	cm	15.10	2.60	15.10	30.00	1.45	30.00			
Altura	h_i	cm	5.00	8.50	6.50	2.80	44.40	2.80			
Posición fibra superior	$z_{top,i}$	cm	0.00	5.00	13.50	20.00	22.80	67.20	0.00	cm	Fibra superior
Posición fibra inferior	$z_{bot,i}$	cm	5.00	13.50	20.00	22.80	67.20	70.00	70.00	cm	Fibra inferior
Posición centro gravedad	$z_{0,i}$	cm	2.50	9.25	16.75	21.40	45.00	68.60	29.18	cm	Centro de masas
Área	A_i	cm ²	75.52	22.14	98.18	84.00	64.38	84.00	428.21	cm ²	Area
Primer momento de inercia	$A_i \cdot z_{0,i}$	cm ³	189	205	1,644	1,798	2,897	5,762	12495.1	cm ³	
Segundo momento de inercia	$I_{0y,i}$	cm ⁴	157	133	346	55	10,576	55		cm ⁴	
Componente Steiner	$A_i \cdot (z_{0,i} - z_0)^2$	cm ⁴	53,756	8,792	15,168	5,084	16,113	130,533		cm ⁴	
Inercia referida a cdn	$I_{y,i}$		53,913	8,925	15,514	5,139	26,690	130,588	240,769		Inercia principal I_y
Acero			S275	S275	S275	S275	S275	S275			
Límite elástico	f_y	kN/cm ²	25.50	27.50	25.50	27.50	27.50	27.50	1544.8	kN·m	Mel,Rd
Resistencia minorada	f_{yd}	kN/cm ²	24.29	26.19	24.29	26.19	26.19	26.19			



PROPIEDADES PLÁSTICAS DE LA SECCIÓN :

 N_{cRd} Axil que agota hormigón

6392 kN

 N_{sRd} Axil que agota perfil

6249 kN

 $M_{pl,Rd}$

2132 kNm

12.2.2. COMPROBACIÓN DE LA APTITUD AL SERVICIO

DEFORMACIONES

		I inercia (cm ⁴)		q (kN/m)		flecha (mm)
FLECHA INSTANTÁNEA	t=0	Solo perfil	107200	19.5	g ₀	20.8
Δ hasta FLECHA TOTAL	t=∞	S + Cplazo ∞	240769	26.5	g ₁ +ψ ₂ *Σq	12.6
FLECHA ACTIVA	t=+ desfav.	S + Cplazo ∞	240769	32.0	g ₁ +Σq	15.2

La flecha total alcanza un valor de 35.3 mm (20.8+12.6 mm), siendo su límite igual a 39mm (L/300), por tanto:

Flecha total = 33.3 mm < 39 mm (L / 300). Cumple

La flecha activa alcanza un valor de 15.2 mm, siendo su límite igual a 39mm (L/300 por no considerarse la existencia de tabiques frágiles u ordinarios o pavimentos rígidos sin juntas), por tanto:

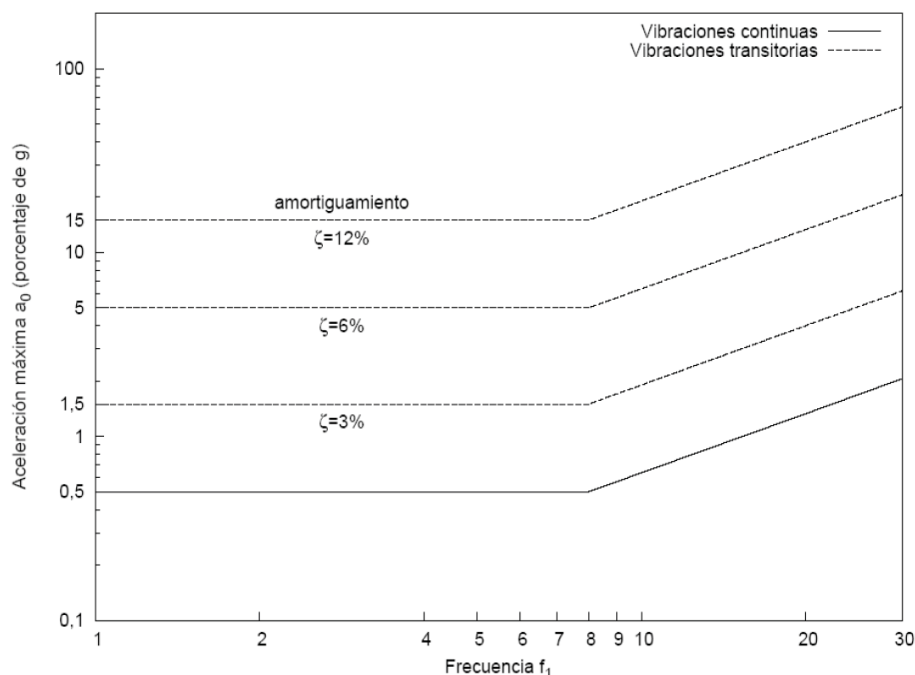
Flecha activa = 15.2 mm < 39 mm (L / 300). Cumple

*Se podría optimizar el perfil apeando la estructura durante su ejecución, o en el caso de vigas armadas encargando su construcción con una contraflecha inicial por valor de la flecha instantánea, ya que en este caso la flecha total es la más restrictiva. Pero puesto que en anteriores decisiones se ha priorizado la velocidad y simplicidad de ejecución, prefiriéndose una prelosa a una losa unidireccional por ejemplo, con su correspondiente disminución en el coste de la mano de obra frente a una disminución en el coste del material, parece más coherente seguir por esa línea y mantener un perfil mayor sin apear.

VIBRACIONES

Se calculan las vibraciones del edificio para comprobar que son aceptables.

Umbral de aceptación para vivienda, administrativo, enseñanza y comercio(según amortiguamiento)



VIBRACIONES

Carga cuasipermanente	67.8	kN/m
m	6910	kg/m
k1	9.87	
EI	505614900	N m ²
f	3.1	Hz
T	0.32	s

Viga biapoyada, carga distribuida k=9.87

Viga apoyada empotrada, carga distribuida k=15.44

Viga biempotrada, carga distribuida k=22.37

Voladizo, carga distribuida k=3.52

Masa vibrante M	53666	kg
I impulso	67	Ns
a ₀	0.02	m/s ²
%	0.2%	g

Está normalizado. 67Ns impulso provocado por el desplazamiento de una persona

f _z	3.4	Hz
d _z	27.3	mm

La aceleración, considerando un amortiguamiento por el forjado del 3% del lado de la seguridad, es aceptable, aunque al ser una cubierta no transitable se consideraría válida igualmente en el caso de que no cumplierse.

12.2.3. COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE**COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN SIMPLE DE LA SECCIÓN COMPLETA**

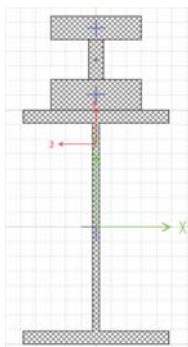
Se comprueba que el momento sollicitación es menor al momento resistido con conexión completa:

$$M_{Ed} = 1194 \text{ kNm} < 2132 = M_{pl,Rd} \quad \text{Cumple}$$

* El momento plástico resistido se ha calculado convirtiendo la sección de hormigón a acero mediante el coeficiente de conversión de resistencia:

$$f_{yd} / f_{cd} \text{ (estructuras mixtas)} = 275 / 1.05 / (30 / 1.5 \cdot 0.85) = 15.4$$

La resistencia a flexión en régimen plástico se puede hallar manualmente sabiendo que la fibra neutra se encuentra donde se igualan los axiles de compresión y tracción, y calculando los momentos con respecto a un eje cualquiera con los respectivos signos de cada axil. Sin embargo, habiendo validado anteriormente que, haciendo la conversión por resistencia e introduciendo en SAP2000 la sección homogeneizada, el módulo plástico que devuelve el programa es correcto a flexión simple; se halla la resistencia con apoyo informático.



Además, puesto que el perfil solo ya resiste la carga total no será necesario comprobar a resistencia la fase de montaje.

COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE DEL PERFIL

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_{yd} / 3^{1/2} \text{ kN} = 6438 \cdot 275 / (1.05 \cdot 3^{1/2} / 1000) = 972.3 \text{ kN}$$

$$V_{Ed \text{ máx}} = 410 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 410 < 0.5 \cdot V_{pl,Rd} \text{ 486.7 kN Cumple}$$

Se concluye que no se produce interacción entre momento y cortante, y por tanto las consideraciones anteriores acerca de la resistencia a flexión son válidas.

Para el esfuerzo cortante se considera únicamente la resistencia del alma del perfil para secciones mixtas.

12.2.4. CÁLCULO DE LA CONEXIÓN

Se procede en primer lugar a calcular la conexión total y su correspondiente disminución de resistencia al realizarse una conexión parcial. En segundo lugar se verifica que en régimen elástico en situación de servicio no plastifiquen los conectores, o se supere el 50% de los conectores necesarios para conexión total, para poder considerar a deformación la totalidad de la sección de hormigón como indica EN 1994.

Por lo tanto, en una conexión completa en ELU que permite la plastificación de los conectores serían necesarios el número mínimo de conectores que igualen al menor de los axiles que se den en el punto medio de la sección, el del hormigón o el del acero.

En este caso el esfuerzo a resistir por los conectores resulta ser de 62 conectores mínimo x 2 veces la longitud crítica, un total de 124 conectores por perfil.

CONEXIÓN TOTAL**PERNOS**

L crítica	5.8	m
Máxima distancia entre conect	800	mm
EC4. 6.6.5.5	800	1200
Mínimo n° conectores	7.3	62
P _{Ed} conector	100.8	kN
n° conectores por ancho/onda	1	
b ₀ Dimensión onda, punto medio	86	mm
d, distancia entre conectores	0.09	m

Reducción de resistencia

Coef. de reducción	1.00	SIN REDUCCIÓN EN PRELOSAS
P _{Rd} conector reducida	103.62	kN
R _{Rd} conectores	6424	kN
R _{Ed}	6249	kN

CONEXIÓN PARCIAL

Como se ha mencionado, al ser los requisitos mayores a deformación se busca la conexión parcial, más rentable por su menor necesidad de conectores.

Se comprueba que se alcanza ese grado disponiendo 30 conectores por longitud crítica.

PERNOS

L crítica	5.8 m
Máxima distancia entre conect	800 mm
EC4. 6.6.5.5	800 1200
Mínimo n° conectores	7.3 30
P _{Ed} conector	208.3 kN
n° conectores por ancho/onda	1
b _o Dimensión onda, punto medio	86 mm
d, distancia entre conectores	0.19 m

Reducción de resistencia

Coef. de reducción	1.00 SIN REDUCCIÓN EN PRELOSAS
P _{Rd} conector reducida	103.62 kN
R _{Rd} conectores	3109 kN
R _{Ed}	6249 kN

Puesto que se ha considerado únicamente la zona maciza inferior de la prelosa en el cálculo de la resistencia del conector no es necesario aplicar ninguna reducción de resistencia por pérdida de inercia en las zonas centrales, como se estipula en la normativa EN 1994 para conexiones en forjados de chapa colaborante.

La relación entre la resistencia de todos los conectores y la fuerza de cálculo define el grado de conexión.

Grado de conexión	η	0.50	Si $\eta > 1$; CONEXIÓN TOTAL
Conexión parcial			Si $\eta < 1$; CONEXIÓN PARCIAL

	Mínimo general	0.4
	Para secciones de acero con áreas iguales y $L_e \leq 25$ m	0.48
	Para secciones intermedias interpolar	
Para secciones de acero con un área del ala inferior igual a 3 veces el área del ala superior y $L_e \leq 20$ m		0.84

Para secciones de acero con áreas iguales y $L_e \leq 25$ m

Mínimo grado de conexión parcial	0.48	<	0.50
Número de conectores mínimo	alcanzado		

A pesar de que según la normativa utilizada, EN 1994, solo es necesaria la comprobación de la plastificación de los conectores si se han utilizado menos del 50 % de los conectores necesarios para conexión total, se comprueba esta a título académico. Esta comprobación se realiza con la sección convertida a corto plazo porque al ser más rígida puede presentar más problemas.

Comprobación de la plastificación de los conectores en servicio

Momento isostático en ELS	874	kNm
Cortante en régimen de servicio	300	kN
Posición de la fn ≡ cdg en servicio	20.21	cm
Ac; Área del hormigón eq a los 28 días	581.28	cm ²
Sc; primer momento de inercia rp a la fn	5757	cm ³
I _{eq 0} ; Inercia equ. de la sección a los 28 días	240769	cm ⁴
s; ancho de la conexión	45.31	cm

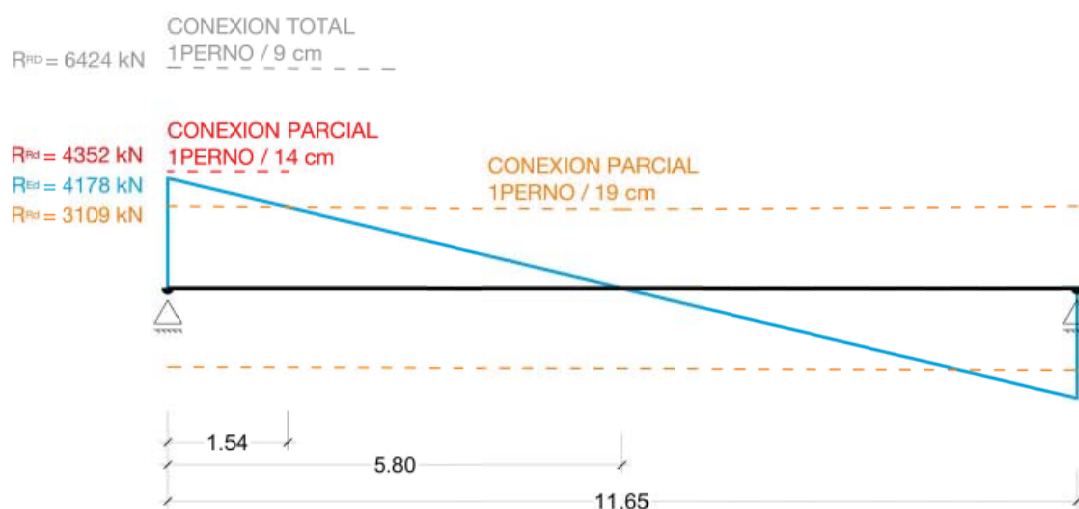
Sección homogeneizada
a los 28 días (menos EI, +desf)

$$\tau_{zy} = \frac{Q S_n^s}{I_n s}$$

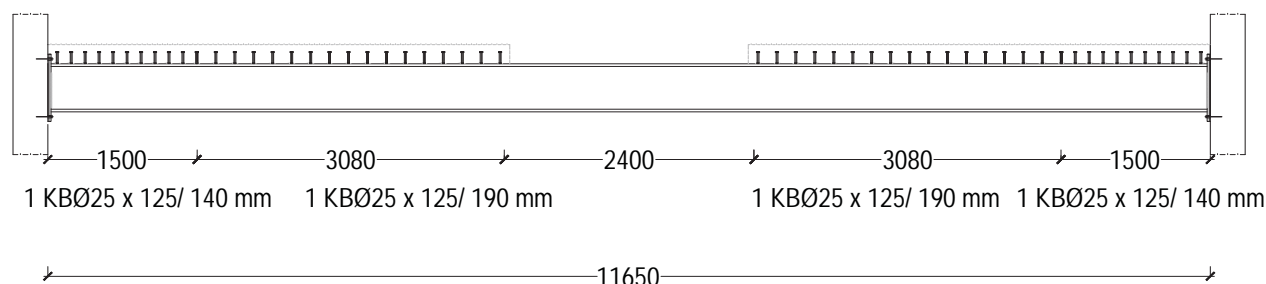
τ; rasante a la altura de la conexión	0.16	kN/cm ²
R _{ek} ; fuerza/ud de longitud en la conexión	7.17	kN/cm
sc; separación entre conectores	19.42	cm
P _{ek} ; fuerza hor en la conexión/perno	139.28	kN
P _{Rd} un conector	103.62	kN
R _{EK} ; fuerza hor máxima en la conexión	4178	kN
R _{Rd} todos los conectores	3109	kN

Plastifican

Los conectores de los extremos plastifican en régimen de servicio. Se comprueba gráficamente la longitud en la que los conectores deben de estar menos distanciados para no plastificar.

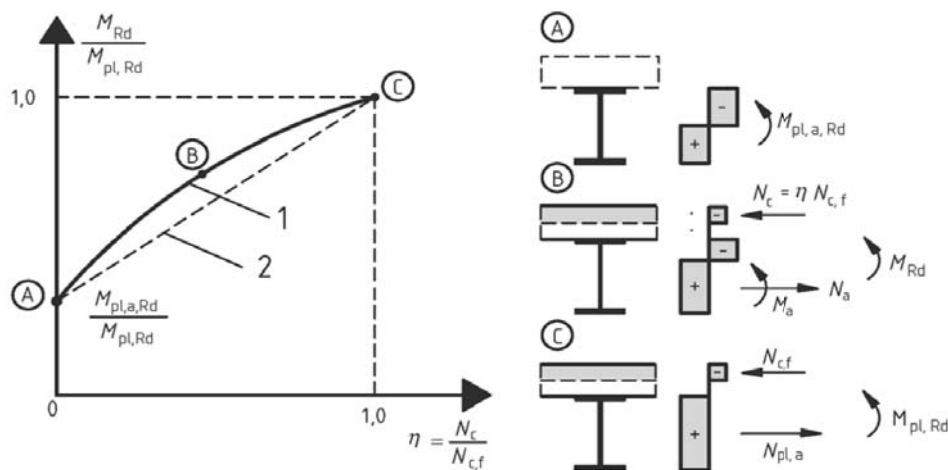


Resultado de conectores en la viga de forma que se evite la plastificación de los conectores extremos en régimen de servicio:



RESISTENCIA A FLEXIÓN

A pesar de que el perfil solo satisface este requisito se interpola para saber la resistencia del perfil con conexión parcial.



- 1 Teoría plástica
- 2 Método simplificado

Figura 6.5 – Relación entre M_{Rd} y N_c (para los conectadores dúctiles)

$M_{pl,Rd}$ CONEXIÓN TOTAL
 $M_{s,Rd}$ SIN CONEXIÓN

2132 kNm
 1261 kNm

$M_{pl,Rd}$ CONEXIÓN PARCIAL
 M_{Ed}

1695 kNm

1194 kNm

Cumple

La resistencia es mucho mayor por lo que el perfil también queda validado para el ancho de 6m.

CONSIDERACIÓN FINAL

Finalmente, si se decidiese aumentar el perfil a un **HEB 550** para homogeneizar el canto de todos los forjados estos serían los resultados de deformaciones:

Se comprueba la deformación total con el nuevo perfil y se observa que se ha reducido considerablemente, estando al límite de lo permitido por normativa, pero debido a que la flecha total es por apariencia de la obra y existe falso techo finalmente se podría decidir utilizar este perfil y eliminar los conectores en planta de cubierta.

Deformaciones finales perfiles HEB 550 sin conectar:

- Ancho tributario=5m**

		I inercia (cm ⁴)		q (kN/m)		flecha (mm)
FLECHA INSTANTÁNEA	t=0	Solo perfil	136700	21.5	g ₀	18.0
Δ hasta FLECHA TOTAL	t=∞	S + Cplazo ∞	136700	26.5	g ₁ +ψ ₂ ·Σq	22.1
FLECHA ACTIVA	t=+ desfav.	S + Cplazo ∞	136700	32.0	g ₁ +Σq	26.7

La flecha total alcanza un valor de 40.1 mm (18+22.1 mm), siendo su límite igual a 39mm(L/300), por tanto:

Flecha total = 40.1 mm < 39 mm (L /300). Admisible por existir falso techo de instalaciones.

La flecha activa alcanza un valor de 26.7 mm siendo su límite igual a 39mm (L/300 por no considerarse la existencia de tabiques frágiles u ordinarios o pavimentos rígidos sin juntas), por tanto:

Flecha activa = 26.7 mm < 39 mm(L /300). Cumple

Se decide asimismo comprobar también la deformación en la zona donde el ancho tributario es mayor:

- Ancho tributario= 6m**

Deformaciones finales:

		I inercia (cm ⁴)		q (kN/m)		flecha (mm)
FLECHA INSTANTÁNEA	t=0	Solo perfil	136700	25.4	g ₀	21.2
Δ hasta FLECHA TOTAL	t=∞	S + Cplazo ∞	136700	31.8	g ₁ +ψ ₂ ·Σq	26.6
FLECHA ACTIVA	t=+ desfav.	S + Cplazo ∞	136700	38.4	g ₁ +Σq	32.1

La flecha total alcanza un valor de 47.8 mm (22.1+26.6 mm), siendo su límite igual a 39mm(L/300), por tanto:

Flecha total = 47.8 mm < 39 mm (L /300). Admisible por existir falso techo de instalaciones.

La flecha activa alcanza un valor de 32.1 mm siendo su límite igual a 39mm (L/300 por no considerarse la existencia de tabiques frágiles u ordinarios o pavimentos rígidos sin juntas), por tanto:

Flecha activa = 32.1 mm < 39 mm(L /300). Cumple

Influencia de la conexión en el centro:

Comparativa deformación HEB 500 conectada y sin conectar en 2.4 m.

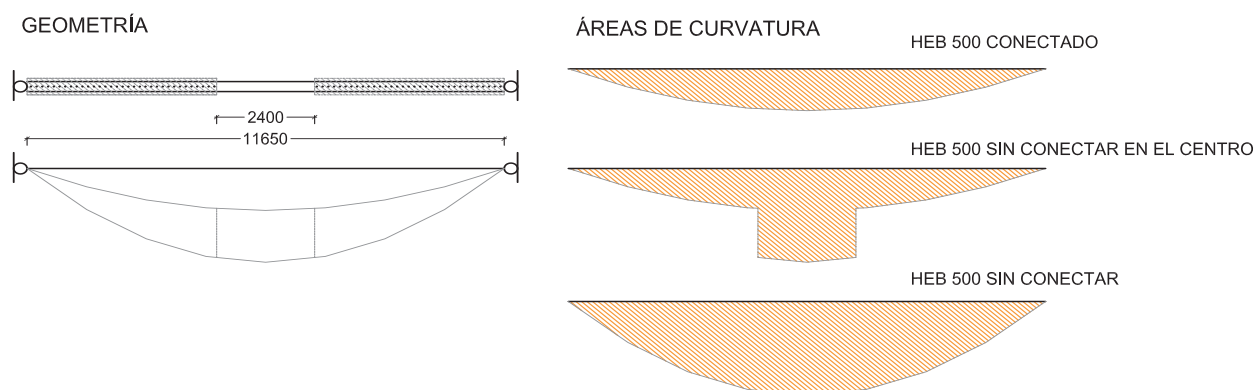
La flecha activa en ambos casos cumple pero la flecha total ha de ser comprobada para verificar que sea admisible debido a la existencia del hueco central establecido para iluminación natural

Puesto que la curvatura de una sección es directamente proporcional al momento al que esté sometida, e inversamente a su rigidez, una fuerte disminución de la inercia en la sección central provoca que el incremento de la deformada para las cargas aplicadas en fase mixta sea elevado.

Se comprueba gráficamente :

Área de curvatura acumulada como incremento de la flecha total:

- HEB 500 sin conectar: 9.6 u^2 | Incremento flecha total= 12.6 mm
- HEB 500 sin conectar en el centro: 13.27 u^2 | Incremento flecha total= 17.4 mm |
Flecha total= $20.8+17.4 = 38.2 \text{ mm}$. Válida
- HEB 500 conectado: 21.6 u^2 | Incremento flecha total= 28.2 mm



HEB 500 sin conectar

Se comprueba también HEB 500 sin conectar donde el ancho tributario es de 6 m:

- **Ancho tributario= 6m**

Deformaciones finales:

		I inercia (cm ⁴)		q (kN/m)		flecha (mm)
FLECHA INSTANTÁNEA	t=0	Solo perfil	107200	23.4	g ₀	24.9
Δ hasta FLECHA TOTAL	t=∞	S + Cplazo ∞	107200	31.8	g ₁ +ψ ₂ *Σq	33.9
FLECHA ACTIVA	t=+ desfav.	S + Cplazo ∞	107200	38.4	g ₁ +Σq	40.9

La flecha total alcanza un valor de 58.8 mm (24.9+33.9 mm), siendo su límite igual a 39mm(L/300), por tanto:

Flecha total = 58.8 mm > 39 mm (L /300). Admisible por existir falso techo de instalaciones, aunque cuestionable.

La flecha activa alcanza un valor de 58.8 mm siendo su límite igual a 39mm (L/300 por no considerarse la existencia de tabiques frágiles u ordinarios o pavimentos rígidos sin juntas), por tanto:

Flecha activa = 40.9 mm > 39 mm (L /300). No cumple

Se decide no plantear la opción de utilizar HEB 500 sin conectar debido a que la flecha activa dejaría de cumplir y puede dañar algunos elementos de cubierta.

Comparativa HEB 500 conectada y HEB 550 sin conectar

Puesto que ambos perfiles serían válidos, la decisión se toma en términos constructivos y económicos, ya que debido a la complejidad de la obra el hecho de reducir posibilidad de error a la hora de la ejecución es un factor importante.

Coste de la pieza metálica (2€/kg).

Coste del conector aproximadamente de 3 € la unidad.

- SECCIÓN MIXTA CONEXIÓN PARCIAL

HEB 500	4360 €
---------	--------

60 conectores	180 €
---------------	-------

Mallazo de reparto de mayor cuantía en todo el forjado y armado a rasante de la conexión y mayor complejidad de ejecución.

TOT.	4540 €
------	--------

- SECCIÓN METÁLICA

HEB 550	4635 €
---------	--------

5 conectores	15 €
--------------	------

TOT.	4650 €
------	--------

Solución final: sección mixta HEB 500 con conexión parcial

Se considera que el incremento de precio de 110 € /pieza [2.5 %] (a descontar la diferencia de mallazo y mano de obra) no es especialmente relevante a la hora de decidir el perfil.

Además, los precios están sujetos a situación y disponibilidad, por lo que no se puede tomar como absoluta esta comparativa.

La decisión de utilizar finalmente sección mixta se toma en base a la situación sísmica, donde la existencia de una mayor rigidez de las vigas disminuye el movimiento de los forjados, lo cual no solo disminuye la posibilidad de desprendimientos locales, sino que también disminuye la sensación de pánico de los usuarios.

Las cargas sísmicas de cálculo, sin contar el sismo vertical, alcanzan un valor similar a estas en ELS en situación ordinaria.

Puesto que se ha comprobado gráficamente que el incremento de flecha debido a una plastificación de los conectores extremos sería ínfimo, (ya que el área de curvaturas en los extremos por ser un elemento biarticulado es realmente pequeña), y la normativa EN-1994 permite obviar esta comprobación por cumplirse los criterios necesarios, se decide utilizar la misma separación entre conectores a lo largo de toda la viga, aunque el ahorro no sea especialmente significativo.

Para conexión final sin considerar la plastificación de los conectores véanse planos.

ARMADURA DE RASANTE

RASANTE EN EL HORMIGÓN

Conexión parcial	534 kN/m
------------------	----------

$v_{c,Rd}$	0.54 N/mm ²
------------	------------------------

$v_{c,Rd} = 0.4 \cdot f_{ctd}$; resistencia del hormigón a tangencial

Longitud línea de rotura	0.2 m
--------------------------	-------

$R_{c,Rd}$	108 kN/m
------------	----------

Armadura necesaria

$\Phi 8/30.30$	MALLAZO DE REPARTO
----------------	--------------------

Φ barra armadura	8 mm
-----------------------	------

Area barra	50 mm ²
------------	--------------------

U_s	21.7 kN
-------	---------

Separación	30 cm
------------	-------

$R_{Rd} = \text{hormigón} \cdot \text{mallazo}$	253 kN/m
---	----------

$R_{ed} = F \text{ conexión}$	534 kN/m
-------------------------------	----------

Long cubierta por el mallazo	2.8 m
------------------------------	-------

Medida desde el punto de cortante o en la dirección del perfil

$\Phi 12/15.15$	ARMADURA DE RASANTE
-----------------	---------------------

Φ barra armadura	12 mm
-----------------------	-------

Area barra	113 mm ²
------------	---------------------

U_s	49.1 kN
-------	---------

S separación	0.23 m
--------------	--------

Separación	15 cm
------------	-------

$R_{Rd} = \text{hormigón} \cdot \text{arm RASANTE}$	763 kN/m
---	----------

$R_{ed} = F \text{ conexión}$	534 kN/m
-------------------------------	----------

Cumple

Long cubierta por el horm	0.6 m
---------------------------	-------

Medida desde el límite del ancho eficaz en dirección perpendicular al perfil

Ancho necesario mallazo	1.7 m
-------------------------	-------

Medida desde el eje de la viga en dirección perpendicular al perfil

Comprobar que supera la zona crítica + la long de anclaje

Agotamiento del hormigón

v_{Rd}	5100 kN/m ²
----------	------------------------

v_{Ed}	2668 kN/m ²
----------	------------------------

Cumple

12.2.5. UNIONES

UNIÓN EXTREMA ARTICULADA CON CHAPA FRONTAL

La unión se realizará con pernos de anclaje sellados o clavijas de expansión ejecutados posteriormente al fraguado del hormigón en las posiciones previamente marcadas con tubos de plástico de pequeño espesor.

La principal complejidad de esta unión radica en la necesidad de comprobar que los pernos no taladren ningún tendón de postesado, ello determina la geometría de la unión. Los pernos se disponen de forma que estén alineados en horizontal, o en vertical y de forma simétrica para hacer válida la unión frente a sismo.

Se eligen tornillos HST3 M20 o M24 según necesidades de cargas.

No es posible homogeneizar la métrica del tornillo por ser tan estrictas las condiciones geométricas en la zona postesada.

Comprobaciones

1. RESISTENCIA DE LOS TORNILLOS A CORTANTE
2. SOLDADURA A CORTANTE
3. APLASTAMIENTO DE LA CHAPA
4. DESGARRO DE LA CHAPA
5. BIELAS Y TIRANTES EN EL HORMIGÓN

Ejecución

En el caso de la viga (V1) HEB 500 prescribe la necesidad de dejar unos marcadores o tubos guía en el hormigón para colocar posteriormente los anclajes y así evitar la posibilidad de fallos de ejecución que podrían implicar taladrar algún tendón de postesado.

Solicitaciones

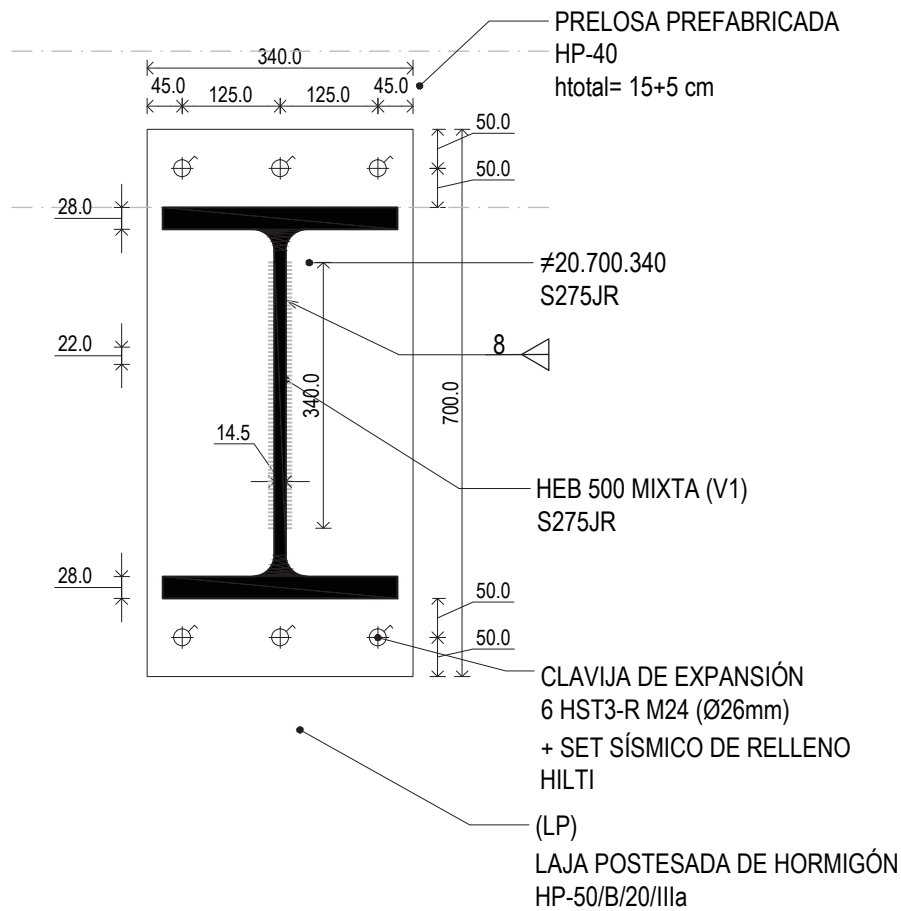
La unión es nominalmente articulada.

Como cortante a resistir se toma el mayor entre el cortante solicitación máximo y $0.33 V_{PL,Rd}$.
Por lo tanto se considera:

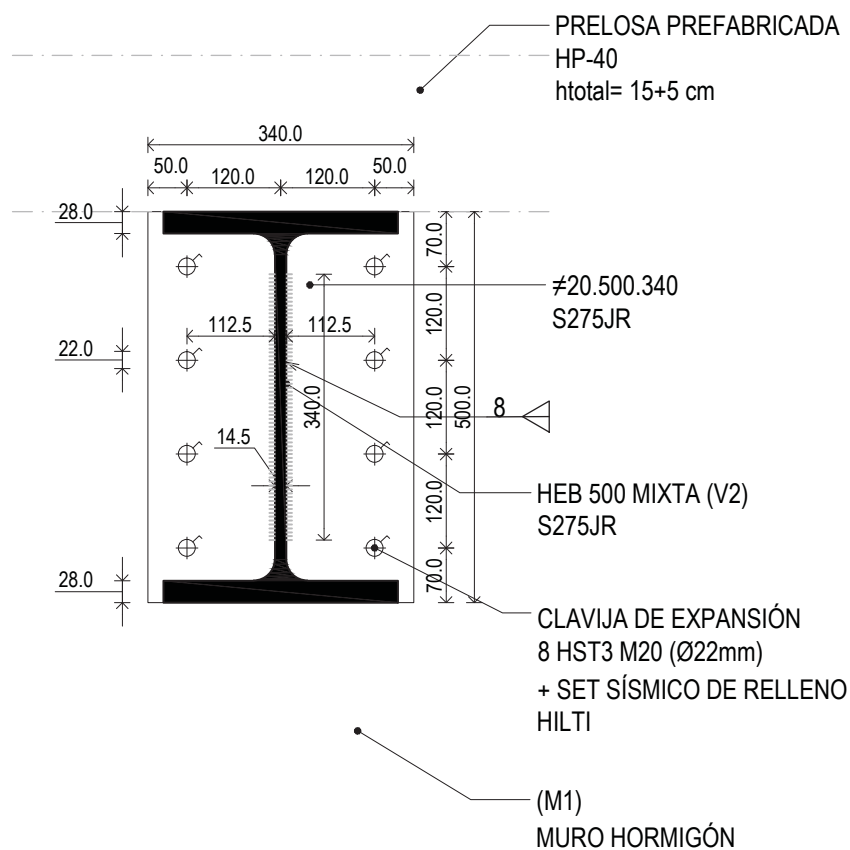
- ANCLAJE EN MUROS DE HA-50 : M20
Ancho tributario máx : 6m
 - Situaciones persistentes o transitorias: $V_{jEd} = 500 \text{ kN}$
 - Situación sísmica: $V_{jEd} = 325 \text{ kN}$
- ANCLAJE EN LAJAS POSTESADAS HP-50: M24
Ancho tributario máx : 5m
 - Situaciones persistentes o transitorias: $V_{jEd} = 410 \text{ kN}$
 - Situación sísmica: $V_{jEd} = 270 \text{ kN}$

Geometría

- ANCLAJE EN MUROS DE HP-50 : M24



- ANCLAJE EN MUROS DE HA-50 : M20



Resistencia de los tornillos a cortante

Cálculo realizado con el programa de la marca Hilti "HILTI PROFIS" @.
Se adjunta comprobación en Anexos, Fichas justificativas.

Soldadura a cortante

La chapa de espesor máximo a unir determina la garganta mínima:

$$t_{\text{chapa}} = 20 \text{ mm}$$

$$a_{\text{min}} = [3 \text{ mm}, 3,5+t/8] = 6,62 \text{ mm}$$

La chapa de espesor mínimo a unir determina la garganta máxima:

$$t_{\text{chapa}} = 14,5 \text{ mm}$$

$$a_{\text{máx}} = 0,7 \cdot t = 10,5 \text{ mm}$$

Se toma una garganta de 8 mm, utilizando como regla la de realizar una garganta de espesor 0,5 t_{min} , evitando un excesivo ajuste dada la criticidad de la unión.

RESISTENCIA SOLDADURA		
a, espesor de garganta	8	mm
l, longitud soldadura	333	mm
n° cordones	2	
Tipo de acero	S275	
l _{eff} , longitud soldadura	317	mm
l _{min}	120	mm
Resistencia soldadura	1186	kN

$l_{\text{eff}} = 351 \text{ mm}$ (considerando la soldadura de 2/3 h en el alma de la viga)

$f_{\text{wv,d}}$ (acero S275) = 234 MPa

$$F_{\text{w,Rd}} = a \cdot n \cdot l_{\text{eff}} \cdot f_{\text{wv,d}} = 1311 \text{ kN} \gg 500 \text{ kN}$$

Aplastamiento de la chapa

Se comprueba que la chapa no se aplaste con la sollicitación del tornillo más desfavorable.

APLASTAMIENTO CHAPA		
e	50	mm
p	620	mm
α_b	0.76	
α_d	0.76	
k_1	2.5	
t, espesor chapa	20	mm
$F_{\text{b,Rd}} = k_1 \alpha_b F_u d t / \gamma_{M2}$	261	kN > $F_{\text{Vt,R}}$ esfuerzo tornillo

En cualquier caso la resistencia por tornillo es 88.4 kN, muy por debajo de la resistencia de la chapa.

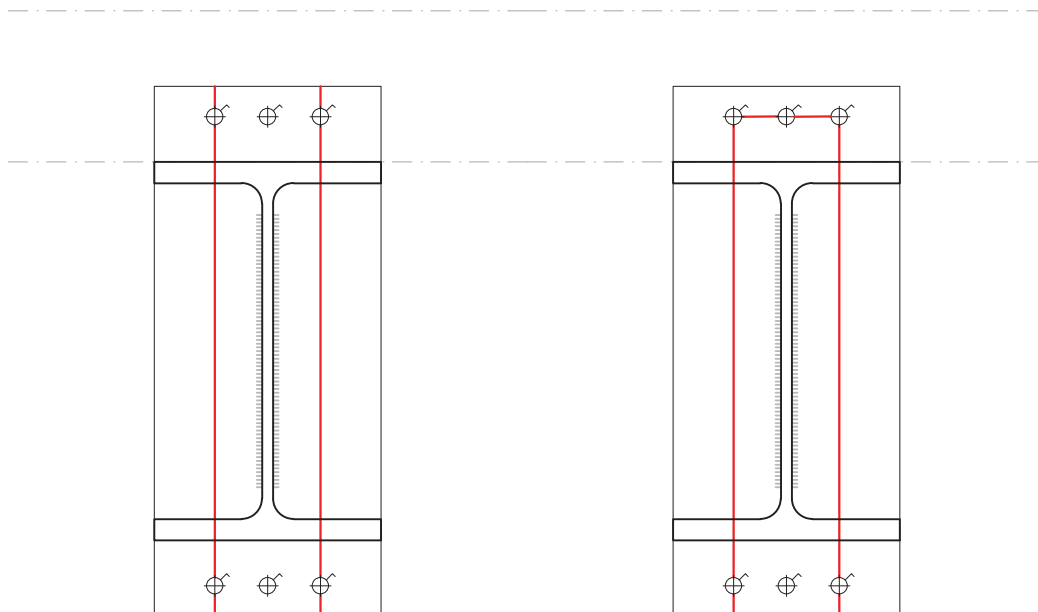
Desgarro de la chapa

A pesar de que el programa calcula el desgarro de la chapa este cálculo también se realiza manualmente.

Se buscan los modos de rotura de la chapa y se comprueba que el espesor de la chapa sea suficiente para que no se desgarre con el esfuerzo máximo al que se verá sometida. Todos los modos de rotura van muy holgados de resistencia.

DESGARRO CHAPA				
MODO 1				
$A_{v,n}$	26680	mm ²		
$A_{t,n}$	2280	mm ²		
$V_{eff, Rd} = 0,5 A_{nt} F_u / \gamma_{M2} + 3^{-1/2} A_{vt} F_y / \gamma_{Mo}$	4426	kN	>	453 kN
MODO 2				
$A_{v,n}$	26240	mm ²		
$A_{t,n}$	0	mm ²		
$V_{eff, Rd} = 0,5 A_{nt} F_u / \gamma_{M2} + 3^{-1/2} A_{vt} F_y / \gamma_{Mo}$	3968	kN	>	453 kN
$V_{eff, Rd} = 0,5 A_{nt} f_{ud} + A_{vt} f_{vd}$				

Modos de rotura 1 y 2:



Cumplen ambas pues la resistencia es extremadamente holgada.

Armadura bajo el anclaje

BIELAS Y TIRANTES EN EL HORMIGÓN

Fuerza (V_{Ed})	500 kN
Distancia a la armadura (h biela)	1.1 m
Anclajes, fuerza/dist a la arm	455 kN/m
Φ barra armadura	20 mm
Area barra	314 mm ²
Us; 2 barras ($f_{yd} < 400\text{N/mm}^2$)	273.0 kN
Longitud línea de rotura	0.7 m

Armadura necesaria

2 Φ 20

V_{Rd}	546 kN
V_{Ed}	500 kN

Cumple

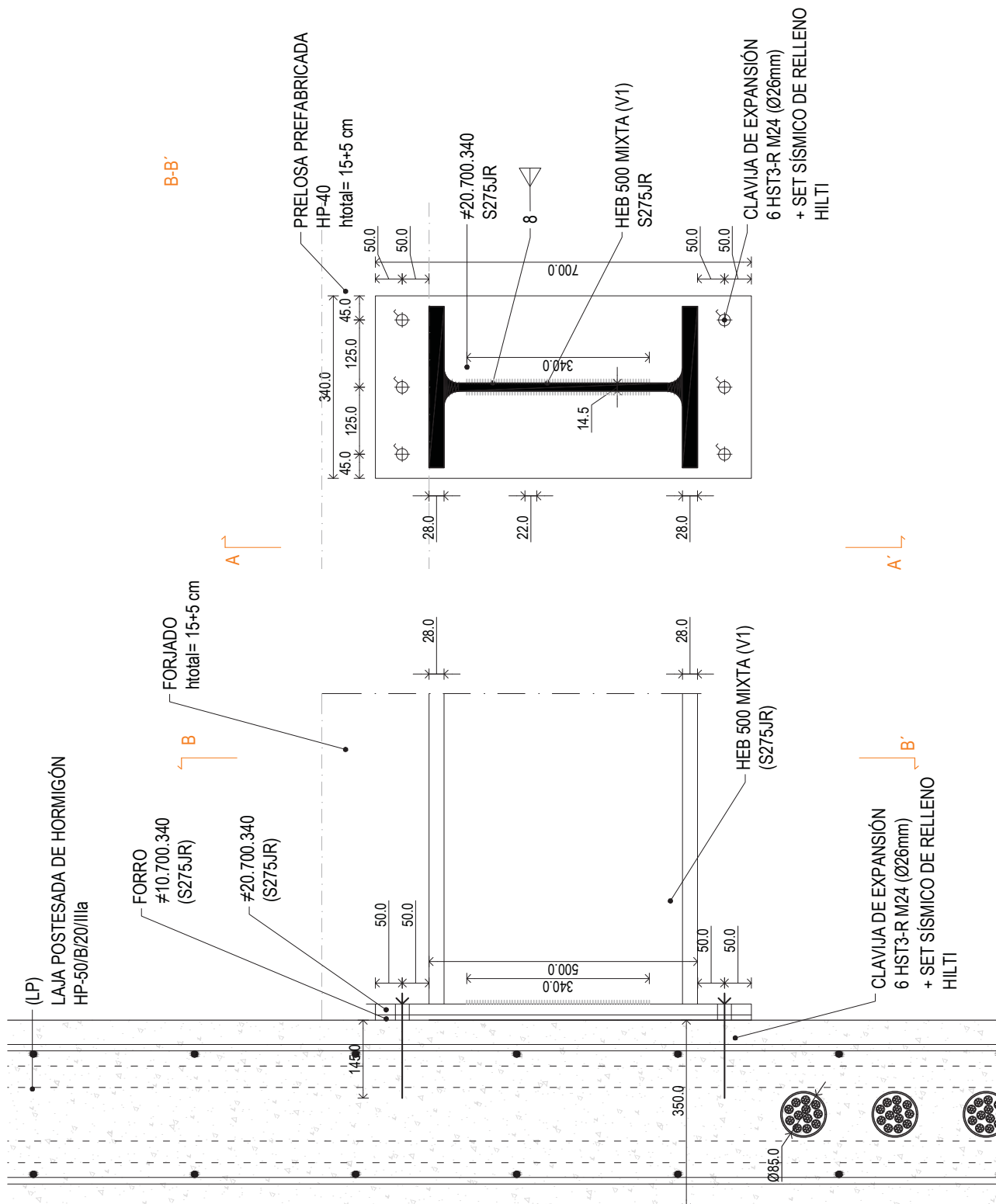
Agotamiento del hormigón

V_{Rd}	6545 kN
V_{Ed}	500 kN

Cumple

Con 2 ϕ 20 es suficiente para que no se abra el hormigón bajo el anclaje. Puesto que esta armadura es muy inferior a la activa que hay justo debajo en todas las vigas y a la cuantía geométrica mínima por fisuración se valida la sección. Además, se comprueba que la armadura vertical sea suficiente para llevar la carga vertical a la zona superior de la laja.

Al ser redondos del 12 separados cada 20 cm es suficiente.





12.3. SECCIÓN MIXTA PLANTA PRIMERA (V3) HEB 550

12.3.1. SOLICITACIONES Y PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Se analizan los esfuerzos de las dos zonas , pública y administrativa y se dimensiona con el más desfavorable.

Cargas en valor característico		kN/m ²	
PP	Elem. estructurales	g_0	4.0
PP	Elem. constructivos	g_1	3.0
SB	Uso	q_1	5.0
SB	Nieve	q_2	0.0

Combinación (ELU)	16.95	kN/m ²
Luz	11.65	m

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Uso	0.7	0.7	0.6
Nieve	0.5	0.2	0.0

Ancho tributario	6.0	m
Carga uniforme	101.7	kN/m
Momento isostático	1725	kNm
Cortante isostático	592	kN

Al ser un perfil de catálogo el elegido se puede clasificar automáticamente clase 1, y por lo tanto es admisible considerar su resistencia plástica a nivel seccional según la normativa.

Se calculan las propiedades de la sección mixta con un perfil **HEB 550** y la sección de hormigón con un **ancho eficaz de 2,9 m**.

PROPIEDADES ELÁSTICAS DE LA SECCIÓN COMPUESTA:

	M_{Ed}	1725	kNm
t_o	Posición CDG (E.N.)	21.40	cm
	$I_{eq\ o}$	400900	cm ⁴
	$EI_{eq\ o}$	841890	kNm ²
	σ fibra sup hormigón homogeneizado	92.1	MPa
	σ fibra sup hormigón real	14.4	MPa
	σ fibra inf acero	230.7	MPa
t_{∞}	Posición CDG (E.N.)	32.30	cm
	$I_{eq\ \infty}$	280945	cm ⁴
	$EI_{eq\ \infty}$	589985	kNm ²
	σ fibra sup hormigón homogeneizado	198.4	MPa
	σ fibra sup hormigón real	10.3	MPa
	σ fibra inf acero	262.2	MPa

PROPIEDADES PLÁSTICAS DE LA SECCIÓN:

RESISTENCIA REGIMEN PLÁSTICO

N_{cRd} Axil que agota hormigón	6392	kN
N_{sRd} Axil que agota perfil	6655	kN
M_{plRd} (SOLO PERFIL)	1464	kNm
M_{plRd} (SECCIÓN MIXTA)	2397	kNm

12.3.2. COMPROBACIÓN DE LA APTITUD AL SERVICIO

DEFORMACIONES

		I inercia (cm ⁴)	q (kN/m)	flecha (mm)
FLECHA INSTANTÁNEA	t=0	Solo perfil 136700	24.0 g ₀	20.1
Δ hasta FLECHA TOTAL	t=∞	S + Cplazo ∞ 280945	36.0 g ₁ +ψ ₂ *Σq	14.6
FLECHA ACTIVA	t=+ desfav.	S + Cplazo ∞ 280945	48.0 g ₁ +Σq	19.5

La flecha total alcanza un valor de 34.7 mm (20.1+14.6 mm), siendo su límite igual a 39mm(L/300), por tanto:

Flecha total = 34.7 mm < 39 mm (L /300). Cumple

La flecha activa alcanza un valor de 17.1 mm siendo su límite igual a 23 mm (L/500 por considerarse la existencia de tabiques frágiles u ordinarios o pavimentos rígidos sin juntas), por tanto:

Flecha activa = 19.5 mm < 23 mm(L /500). Cumple

VIBRACIONES

Se calculan las vibraciones del edificio para comprobar que son aceptables.

VIBRACIONES

Carga cuasipermanente	56.4	kN/m
m	5749	kg/m
k ₁	9.87	
EI	589984500	N m ²
f	3.7	Hz
T	0.27	s
Masa vibrante M	44652	kg
I impulso	67	Ns
a₀	0.03	m/s ²
%	0.3%	g

La aceleración, considerando un amortiguamiento por el forjado del 6%, es aceptable.

12.3.3. COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN SIMPLE DE LA SECCIÓN COMPLETA

Se comprueba que el momento solicitación es menor al momento resistido.
Puesto que el perfil solo prácticamente ya resiste la carga total no será necesario comprobar a resistencia en la fase de montaje.

$$M_{Ed} = 1573 \text{ kNm} < 1464 = M_{pl,Rd \text{ PERFIL}} \cdot \text{No cumple}$$

Se comprueba la resistencia con el grado de conexión calculado.

M _{pl,Rd} CONEXIÓN TOTAL	2397 kNm
M _{s,Rd} SIN CONEXIÓN	1464 kNm
M _{pl,Rd} CONEXIÓN PARCIAL	1948 kNm
M _{Ed}	1573 kNm
	Cumple

COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE DEL PERFIL

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_{yd} / 3^{1/2} \text{ kN} = 1116 \text{ kN}$$

$$V_{Ed \text{ máx}} = 203 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 540 < 0.5 \cdot V_{pl,Rd} = 558 \text{ kN Cumple}$$

Se concluye que no se produce interacción entre momento y cortante, y por tanto las consideraciones anteriores acerca de la resistencia a flexión son válidas.

12.3.4. CÁLCULO DE LA CONEXIÓN

Se procede de forma análoga a la viga anterior.

CONEXIÓN TOTAL

En este caso el esfuerzo a resistir por los conectores resulta ser de 62 conectores mínimo por 2 veces la longitud crítica, un total de 124 conectores por perfil.

CONEXIÓN PARCIAL

Como se ha mencionado, al ser los requisitos mayores a deformación se busca la conexión parcial, más rentable por su menor necesidad de conectores.

Se comprueba que se alcanza ese grado disponiendo 32 conectores por longitud crítica.

PERNOS

L crítica	5.8 m
Máxima distancia entre conect	800 mm
EC4. 6.6.5.5	800 1200
Mínimo n° conectores	7.3 32
P _{Ed} conector	199.8 kN
n° conectores por ancho/onda	1 -
d, distancia entre conectores	0.18 m

Reducción de resistencia

Coef. de reducción	1.00 SIN REDUCCIÓN EN PRELOSAS
P _{Rd} conector reducida	103.62 kN
R _{Rd} conectores	3316 kN
R _{Ed}	6392 kN

Grado de conexión	η	0.52	Si $\eta > 1$; CONEXIÓN TOTAL
Conexión parcial			Si $\eta < 1$; CONEXIÓN PARCIAL

	Mínimo general	0.4
	Para secciones de acero con áreas iguales y $L_e \leq 25$ m	0.48
	Para secciones intermedias interpolar	
Para secciones de acero con un área del ala inferior igual a 3 veces el área del ala superior y $L_e \leq 20$ m		0.84

Para secciones de acero con áreas iguales y $L_e \leq 25$ m

Mínimo grado de conexión parcial 0.48 < 0.52

Número de conectores mínimo alcanzado

Puesto que el número de conectores supera el 50 % de los conectores necesarios para conexión total, no es necesaria la comprobación de la plastificación de estos para no considerar disminución de inercia en el cálculo a deformación.

ARMADURA DE RASANTE

RASANTE EN EL HORMIGÓN

Conexión parcial	569 kN/m
------------------	----------

$\sigma_{c,Rd}$	0.54 N/mm ²
-----------------	------------------------

$\sigma_{c,Rd} = 0.4 \cdot f_{ctd}$; resistencia del hormigón a tangencial

Longitud línea de rotura	0.2 m
--------------------------	-------

$R_{c,Rd}$	108 kN/m
------------	----------

Armadura necesaria

Φ8/30.30

MALLAZO DE REPARTO

Φ barra armadura	8 mm
------------------	------

Area barra	50 mm ²
------------	--------------------

U_s	21.7 kN
-------	---------

Separación	30 cm
------------	-------

$R_{Rd} = \text{hormigón} \cdot \text{mallazo}$	253 kN/m
---	----------

$R_{ed} = F \text{ conexión}$	569 kN/m
-------------------------------	----------

Long cubierta por el mallazo	2.6 m
------------------------------	-------

Medida desde el punto de cortante o en la dirección del perfil

Φ12/15.15

ARMADURA DE RASANTE

Φ barra armadura	12 mm
------------------	-------

Area barra	113 mm ²
------------	---------------------

U_s	49.1 kN
-------	---------

S separación	0.21 m
---------------------	--------

Separación	15 cm
------------	-------

$R_{Rd} = \text{hormigón} \cdot \text{arm RASANTE}$	763 kN/m
---	----------

$R_{ed} = F \text{ conexión}$	569 kN/m
-------------------------------	----------

Cumple

Long cubierta por el horm	0.6 m
---------------------------	-------

Medida desde el límite del ancho eficaz en dirección perpendicular al perfil

Ancho necesario mallazo	1.8 m
-------------------------	-------

Medida desde el eje de la viga en dirección perpendicular al perfil

Comprobar que supera la zona crítica + la long de anclaje

Agotamiento del hormigón

σ_{Rd}	5100 kN/m ²
---------------	------------------------

σ_{Ed}	2846 kN/m ²
---------------	------------------------

Cumple

12.3.5. UNIONES

UNIÓN EXTREMA ARTICULADA CON CHAPA FRONTAL

La unión se realizará con pernos de anclaje sellados o clavijas de expansión ejecutados posteriormente al fraguado del hormigón en las posiciones previamente marcadas.

Se eligen tornillos M20 o M24 según necesidades de cargas.

Comprobaciones

1. RESISTENCIA DE LOS TORNILLOS A CORTANTE
2. SOLDADURA A CORTANTE
3. APLASTAMIENTO DE LA CHAPA
4. DESGARRO DE LA CHAPA
5. BIELAS Y TIRANTES EN EL HORMIGÓN

Ejecución

En este caso no hay riesgo de taladrar los tendones de postesado, pues estos se encuentran en la zona correspondiente a la planta de cubierta.

Solicitaciones

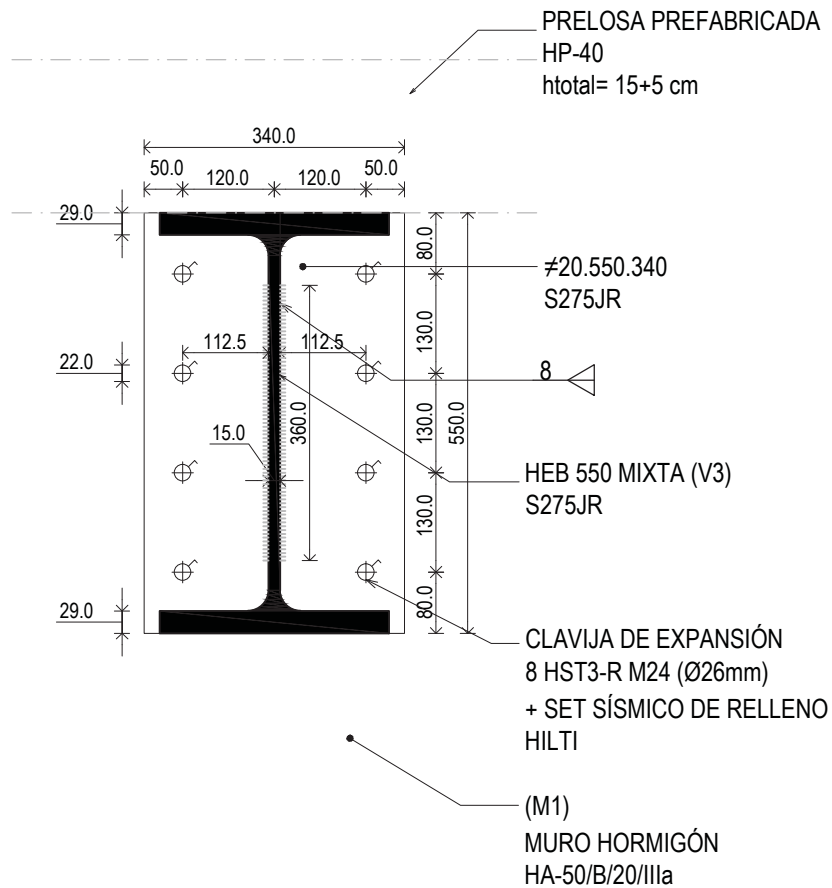
La unión es nominalmente articulada.

Como cortante a resistir se toma el mayor entre el cortante solicitación máximo y $0.33 V_{pl,Rd}$
Por lo tanto se considera:

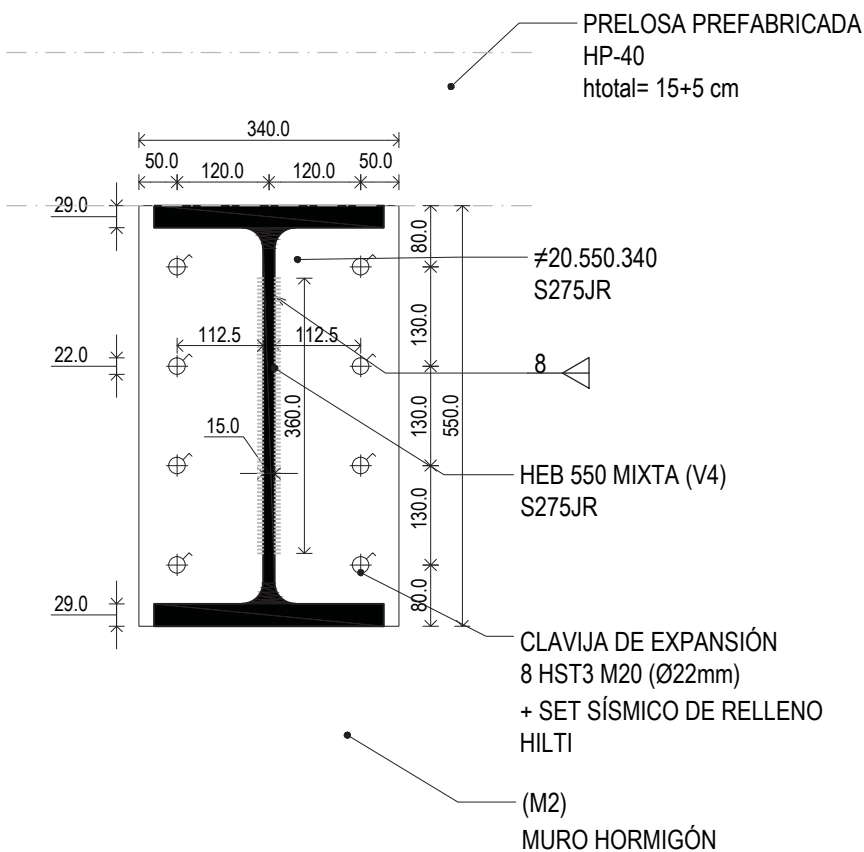
- ANCLAJE EN MUROS DE HA-50 : M24
Ancho tributario máx : 6m
 - Situaciones persistentes o transitorias: $V_{j,Ed} = 600 \text{ kN (592)}$
 - Situación sísmica: $V_{j,Ed} = 350 \text{ kN}$
- ANCLAJE EN MUROS DE HA-30: M20
Ancho tributario máx : 5m
 - Situaciones persistentes o transitorias: $V_{j,Ed} = 505 \text{ kN (0.3} \cdot V_{pl,Rd} = 503)$
 - Situación sísmica: $V_{j,Ed} = 300 \text{ kN (292)}$

Geometría

- ANCLAJE EN MUROS DE HP-50 : M24



- ANCLAJE EN MUROS DE HA-30 : M20



Resistencia de los tornillos a cortante

Cálculo realizado con el programa de la marca Hilti "HILTI PROFIS" @.
Se adjunta comprobación en Anexos, Fichas justificativas.

Se calcula, como comprobación adicional para el ancho tributario de 6m, que el incremento de esfuerzo cortante debido al momento que provoca que el axil esté en el centro sea admisible. Este momento se compensa con fuerzas iguales y de signo contrario en los tornillos de las filas superiores e inferiores de la unión y con un brazo que se corresponde con la distancia entre ellas.

CHAPA-MURO DE HA		
Planos de corte	1	
Brazo de palanca	80.0	mm
Momento	10.8	kNm
n° tornillos correa	8	
F_H	36	kN
F_V	68	kN
$F_{Vt,R}$ esfuerzo tornillo	77	kN

En cualquier caso la resistencia por tornillo es 88.4 kN, superior a la sollicitación del tornillo.

Soldadura a cortante

La chapa de espesor máximo a unir determina la garganta mínima:

$$t_{\text{chapa}} = 25 \text{ mm}$$

$$a_{\text{mín}} = [3 \text{ mm}, 3.5 \cdot t/8] = 6.62 \text{ mm}$$

La chapa de espesor mínimo a unir determina la garganta máxima:

$$t_{\text{chapa}} = 15 \text{ mm}$$

$$a_{\text{máx}} = 0.7 \cdot t = 10.5 \text{ mm}$$

Se toma una garganta de 8 mm, utilizando como regla la de realizar una garganta de espesor 0.5 $t_{\text{mín}}$, evitando un excesivo ajuste dada la criticidad de la unión.

RESISTENCIA SOLDADURA		
a, espesor de garganta	8	mm
l, longitud soldadura	367	mm
n° cordones	2	
Tipo de acero	S275	
l _{eff} , longitud soldadura	351	mm
l _{min}	120	mm
Resistencia soldadura	1311	kN

$l_{\text{eff}} = 351 \text{ mm}$ (considerando la soldadura de 2/3 h en el alma de la viga)
 $f_{wv,d}$ (acero S275) = 234 MPa

$$F_{w,Rd} = a \cdot n \cdot l_{\text{eff}} \cdot f_{wv,d} = 1311 \text{ kN} \gg 600 \text{ kN}$$

Aplastamiento de la chapa

Se comprueba que la chapa no se aplaste con la sollicitación del tornillo más desfavorable.

APLASTAMIENTO CHAPA		
e	125	mm
p	100	mm
α_b	1.27	
α_d	1.00	
k_1	2.5	
t, espesor chapa	20	mm
$F_{b, Rd} = k_1 \alpha_b F_u d t / \gamma_{M2}$	344	kN

En cualquier caso la resistencia por tornillo es 88.4 kN, muy por debajo de la resistencia de la chapa.

Hay que comprobar que la distancia entre tornillos sea suficiente para evitar fenómenos de pandeo local de la chapa. La comprobación se puede omitir cuando $p_1/t < 9\epsilon$.

$$p_1/t = 120/20 = 6 < 9\epsilon = 8,32$$

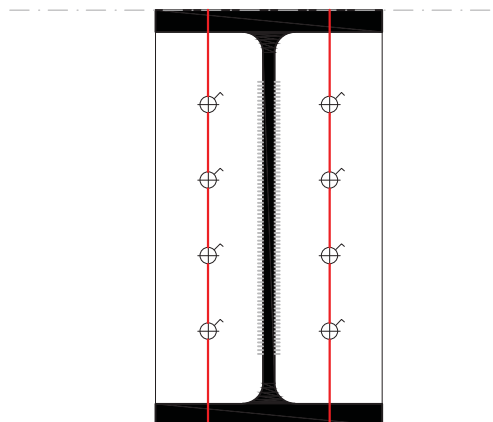
Desgarro de la chapa

A pesar de que el programa calcula el desgarro de la chapa este cálculo también se realiza manualmente.

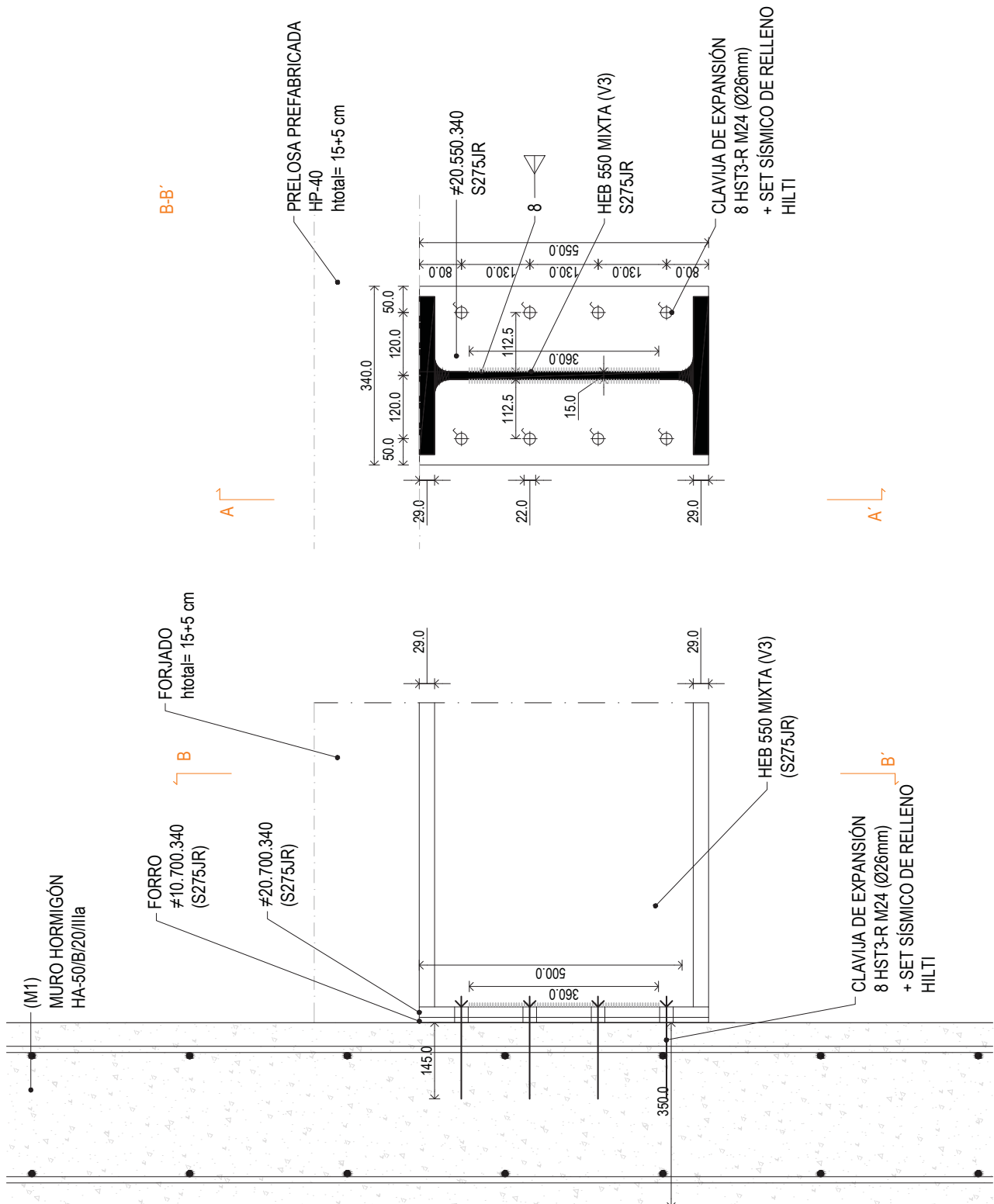
Se buscan los modos de rotura de la chapa y se comprueba que el espesor de la chapa sea suficiente para que no se desgarre con el esfuerzo máximo al que se verá sometida. Todos los modos de rotura van muy holgados de resistencia.

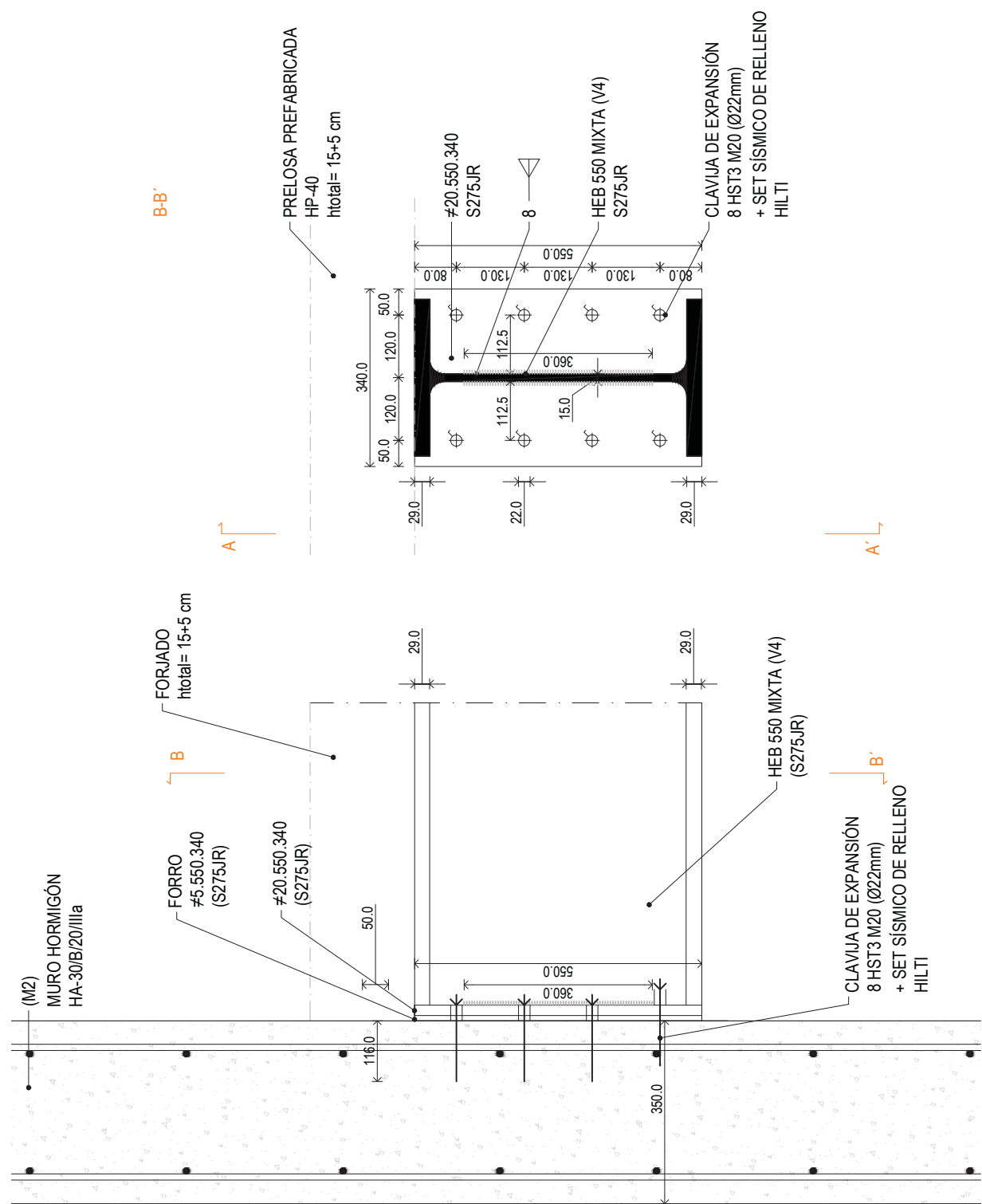
DESGARRO CHAPA				
MODO 1				
$A_{v,n}$	18480	mm ²		
$A_{t,n}$	0	mm ²		
$V_{eff, Rd} = 0.5 A_{nt} F_u / \gamma_{M2} + 3^{-1/2} A_{vt} F_y / \gamma_{M0}$	2794	kN	>	540 kN

Modo de rotura 1:



La resistencia de la chapa es holgada.





12.4. SECCIÓN MIXTA PLANTA PRIMERA (V5) HEB 340

12.4.1. SOLICITACIONES Y PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Cargas en valor característico		kN/m ²	
PP	Elem. estructurales	g_0	4.0
PP	Elem. constructivos	g_1	3.0
SB	Uso	q_1	3.0
SB	Nieve	q_2	0.0

Combinación (ELU)	13.95	kN/m ²
Luz	11.65	m

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Uso	0.7	0.7	0.6
Nieve	0.5	0.2	0.0

Ancho tributario	2.5	m
Carga uniforme	34.9	kN/m
Momento isostático	592	kNm
Cortante isostático	203	kN

Al ser un perfil de catálogo el elegido se puede clasificar automáticamente clase 1, y por lo tanto es admisible considerar su resistencia plástica a nivel seccional según la normativa.

Se calculan las propiedades de la sección mixta considerando un perfil **HEB 340** y la sección de hormigón con un **ancho eficaz limitado por el ancho real de 2,5 m**.

PROPIEDADES ELÁSTICAS DE LA SECCIÓN COMPUESTA:

	M_{Ed}	592	kNm
t_o	Posición CDG (E.N.)	16.80	cm
	$I_{eq\ o}$	147990	cm ⁴
	$EI_{eq\ o}$	310779	kNm ²
	σ fibra sup hormigón homogeneizado	67.2	MPa
	σ fibra sup hormigón real	10.5	MPa
	σ fibra inf acero	148.7	MPa
t_{∞}	Posición CDG (E.N.)	23.40	cm
	$I_{eq\ \infty}$	103016	cm ⁴
	$EI_{eq\ \infty}$	216334	kNm ²
	σ fibra sup hormigón homogeneizado	134.4	MPa
	σ fibra sup hormigón real	7.0	MPa
	σ fibra inf acero	175.7	MPa

PROPIEDADES PLÁSTICAS DE LA SECCIÓN:

RESISTENCIA REGIMEN PLÁSTICO

N_{cRd} Axil que agota hormigón	6392	kN
N_{sRd} Axil que agota perfil	6655	kN
M_{pLRd} (SOLO PERFIL)	1464	kNm

12.4.2. COMPROBACIÓN DE LA APTITUD AL SERVICIO

DEFORMACIONES

Ejecución sin apear

FLECHA

		I inercia (cm ⁴)		q (kN/m)		flecha (mm)
FLECHA INSTANTÁNEA	t=0	Solo perfil	36660	10.0	g ₀	31.2
Δ hasta FLECHA TOTAL	t=∞	S + Cplazo ∞	103016	12.0	g ₀ +ψ ₂ ·Σq	13.3
FLECHA ACTIVA	t=+ desfav.	S + Cplazo ∞	103016	15.0	g ₁ +Σq	16.6

La flecha total alcanza un valor de 44.5 mm (31.2+13.3 mm), siendo su límite igual a 39mm(L/300), por tanto:

Flecha total = 44.5 mm > 39 mm (L /300). No cumple

Se opta por introducir una contraflecha inicial de 10 mm. En caso de no serle posible al taller se apeará, que tampoco presenta especiales complicaciones debido a que es planta primera. Pero se prefiere la contraflecha debido a que favorece la posibilidad de postesar antes ,y porque el elemento no es excesivamente grande como para no poder deformarse en taller sin demasiada dificultad.

La flecha activa alcanza un valor de 16.6 mm siendo su límite igual a 23 mm (L/500 por considerarse la existencia de tabiques frágiles u ordinarios o pavimentos rígidos sin juntas), por tanto:

Flecha activa = 16.6 mm < 23 mm(L /500). Cumple

Ejecución apeada

En el caso de apearse sería válido también el perfil:

APEADO

FLECHA a 28 días	t=+ desfav.	S + C28 días	147990	10.0	g ₀	7.7
Δ hasta FLECHA TOTAL	t=∞	S + Cplazo ∞	103016	22.0	g ₀ +g ₁ +ψ ₂ ·Σq	24.4
Δ FLECHA (ACTIVA)	t=+ desfav.	S + Cplazo ∞	103016	25.0	g ₀ +g ₁ +Σq	27.7

La flecha total alcanza un valor de 24.4 mm, siendo su límite igual a 39mm(L/300), por tanto:

Flecha total = 24.4 mm < 39 mm (L /300). Cumple

La flecha activa alcanza un valor de 20.0 mm (27.7-7.7 mm), siendo su límite igual a 23mm (L/300 por considerarse la existencia de tabiques frágiles u ordinarios o pavimentos rígidos sin juntas), por tanto:

Flecha activa = 20 mm < 23 mm(L /500). Cumple

VIBRACIONES

VIBRACIONES

Carga cuasipermanente	22.0	kN/m
m	2243	kg/m
k ₁	9.87	
EI	216333600	N m ²
f	3.6	Hz
T	0.28	s
Masa vibrante M	17418	kg
I impulso	67	Ns
a ₀	0.08	m/s ²
%	0.8%	g

La aceleración, considerando un amortiguamiento por el forjado del 6%, es aceptable.

12.4.3. COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN SIMPLE DE LA SECCIÓN COMPLETA

Se comprueba que el momento sollicitación es menor al momento resistido.
Puesto que el perfil solo ya resiste la carga total no será necesario comprobar a resistencia en la fase de montaje.

$$M_{Ed} = 592 \text{ kNm} < 631 = M_{pl,Rd \text{ PERFIL}} \cdot \text{Cumple}$$

COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE DEL PERFIL

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_{yd} / 3^{1/2} \text{ kN} = 538.9 \text{ kN}$$

$$V_{Ed \text{ máx}} = 203 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 203 < 0.5 \cdot V_{pl,Rd} = 269.5 \text{ kN Cumple}$$

Se concluye que no se produce interacción entre momento y cortante, y portanto las consideraciones anteriores acerca de la resistencia a flexión son válidas.

12.4.4. CÁLCULO DE LA CONEXIÓN

Se procede de forma análoga a las vigas anteriores

CONEXIÓN TOTAL

En este caso el esfuerzo a resistir por los conectores resulta ser de 44 conectores mínimo x 2 veces la longitud crítica, un total de 88 conectores por perfil.

CONEXIÓN PARCIAL

Como se ha mencionado, al ser los requisitos mayores a deformaciones se busca la conexión parcial, más rentable por su menor necesidad de conectores.

Se comprueba que se alcanza ese grado disponiendo 24 conectores por longitud crítica.

PERNOS

L crítica	5.8 m
Máxima distancia entre conect	800 mm
EC4. 6.6.5.5	800 1200
Mínimo n° conectores	7.3 24
P _{Ed} conector	186.5 kN
n° conectores por ancho/onda	1 -
d, distancia entre conectores	0.24 m

Reducción de resistencia

Coef. de reducción	1.00 SIN REDUCCIÓN EN PRELOSAS
P _{Rd} conector reducida	103.62 kN
R _{Rd} conectores	2487 kN
R _{Ed}	4476 kN

Grado de conexión	η	0.56	Si $\eta > 1$; CONEXIÓN TOTAL
Conexión parcial			Si $\eta < 1$; CONEXIÓN PARCIAL

	Mínimo general	0.4
	Para secciones de acero con áreas iguales y $L_e \leq 25$ m	0.48
	Para secciones intermedias interpolar	
Para secciones de acero con un área del ala inferior igual a 3 veces el área del ala superior y $L_e \leq 20$ m		0.84

Para secciones de acero con áreas iguales y $L_e \leq 25$ m

Mínimo grado de conexión parcial	0.48	<	0.56
Número de conectores mínimo	alcanzado		

Puesto que el número de conectores supera el 50 % de los conectores necesarios para conexión total, no es necesaria la comprobación de la plastificación de estos para no considerar disminución de inercia en el cálculo a deformación.

ARMADURA DE RASANTE

RASANTE EN EL HORMIGÓN	
Conexión parcial	427 kN/m
$v_{c,Rd}$	0.54 N/mm ²
$v_{c,Rd} = 0.4 \cdot f_{ctd}$; resistencia del hormigón a tangencial	
Longitud línea de rotura	0.2 m
$R_{c,Rd}$	108 kN/m
Armadura necesaria	
$\Phi 8/30.30$	MALLAZO DE REPARTO
Φ barra armadura	8 mm
Area barra	50 mm ²
U_s	21.7 kN
Separación	30 cm
$R_{Rd} = \text{hormigón} + \text{mallazo}$	253 kN/m
$R_{ed} = F \text{ conexión}$	427 kN/m
Long cubierta por el mallazo	3.5 m
Medida desde el punto de cortante o en la dirección del perfil	
$\Phi 12/30.30$	ARMADURA DE RASANTE
Φ barra armadura	12 mm
Area barra	113 mm ²
U_s	49.1 kN
S separación	0.31 m
Separación	30 cm
$R_{Rd} = \text{hormigón} + \text{arm RASANTE}$	436 kN/m
$R_{ed} = F \text{ conexión}$	427 kN/m
Cumple	
Long cubierta por el horm	0.6 m
Medida desde el límite del ancho eficaz en dirección perpendicular al perfil	
Ancho necesario mallazo	1.2 m
Medida desde el eje de la viga en dirección perpendicular al perfil	
Comprobar que supera la zona crítica + la long de anclaje	
Agotamiento del hormigón	
v_{Rd}	5100 kN/m ²
v_{Ed}	2135 kN/m ²
Cumple	

OTRAS CONSIDERACIONES

Se prescribe también la protección mediante un acabado para exteriores (ZINGA). Debido a que su mantenimiento implica la retirada de los paneles de acabado de hormigón, y en España no está muy arraigada la cultura de la conservación, al ser un elemento muy relevante en cuanto a seguridad se hace constar en plano la necesidad de mantenimiento,

12.4.5. UNIONES

UNIÓN EXTREMA ARTICULADA CON CHAPA FRONTAL

La unión se realizará con pernos pretensados por la importancia de la unión.

1. RESISTENCIA DE LOS TORNILLOS A CORTANTE
2. SOLDADURA A CORTANTE
3. APLASTAMIENTO DE LA CHAPA
4. DESGARRO DE LA CHAPA
5. DESLIZAMIENTO A CORTANTE
6. PUNZONAMIENTO DE LA CHAPA

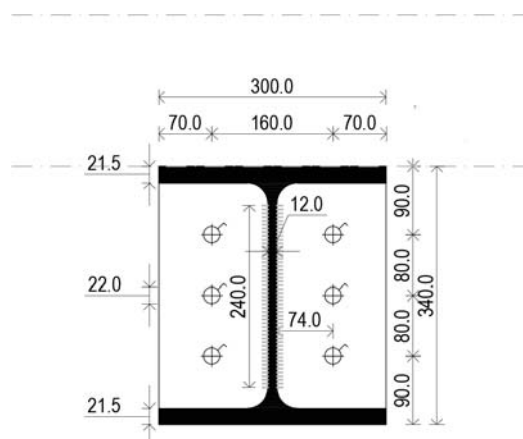
Ejecución

Resulta razonable utilizar una placa frontal donde las superficies de contacto hayan sido tratadas para mejorar su rozamiento, y tornillos pretensados de alta resistencia.

Se realiza y calcula como unión nominalmente articulada.

Geometría

Se eligen 6 tornillos de M20 para cumplir con las separaciones máximas entre tornillos.



Solicitaciones

La unión es nominalmente articulada.

Como cortante a resistir se toma el mayor entre el cortante solicitación máximo y $0.33 V_{PL,Rd}$

Por lo tanto se considera:

- $V_{j,Ed} = 283 \text{ kN}$

Tornillos

Se usan tornillos de alta resistencia, de acero A10.9, pretensados.

$$F_{T,Rd} = 0.9 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$$

Por homogeneizar las dimensiones de los tornillos empleados en la obra se decide considerar directamente tornillos de métrica 20.

$$F_{T,Rd} = 176.4 \text{ kN}$$

La resistencia a esfuerzo cortante se puede fácilmente calcular como:

$$V_{j,Ed} / F_{V,Rd}$$

Hay que comprobar que la distancia entre tornillos sea suficiente para evitar fenómenos de pandeo local de la chapa. La comprobación se puede omitir cuando $p_1/t < 9\epsilon$.

$$p_1/t = 120/25 = 4,8 < 9\epsilon = 8,32$$

Otros datos:

Fuerza de pretensado (EN 1993):

$$F_{p, Ck} = 0,7 f_{ub} A_s = 171,5 \text{ kN}$$

Par de apriete (EN 1993):

$$MT = 0,18 d F_{p, Ck} = 617 \text{ Nmm}$$

Resistencia de los tornillos a cortante

Se calcula el momento que provoca que el axil este en el centro y se reparte entre los tornillos superior e inferior.

CHAPA-MURO DE HA				
Planos de corte	1			
Brazo de palanca	80.0	mm		
Momento	7.5	kNm		
n° tornillos correa	6			
F_H	47	kN		
F_V	47	kN		
$F_{Vt,R}$ esfuerzo tornillo	67	kN	<	98.0 kN

$$F_{V, Rd} = 0,5 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$$

Soldadura a cortante

La chapa de espesor máximo a unir determina la garganta mínima:

$$t_{chapa} = 25 \text{ mm}$$

$$a_{min} = [3 \text{ mm}, 3,5+t/8] = 6,62 \text{ mm}$$

La chapa de espesor mínimo a unir determina la garganta máxima:

$$t_{chapa} = 12 \text{ mm}$$

$$a_{max} = 0,7 \cdot t = 8,4 \text{ mm}$$

Se toma una garganta de 6 mm, utilizando como regla la de realizar una garganta de espesor 0,5 t_{min} , evitando un excesivo ajuste dada la criticidad de la unión.

RESISTENCIA SOLDADURA		
a, espesor de garganta	6	mm
l, longitud soldadura	227	mm
n° cordones	2	
Tipo de acero	S275	
l _{eff} , longitud soldadura	215	mm
l _{min}	90	mm
Resistencia soldadura	602	kN

$$l_{eff} = 215 \text{ mm (considerando la soldadura de } 2/3 h \text{ en el alma de la viga)}$$

$$f_{wv,d} (\text{acero S275}) = 234 \text{ MPa}$$

$$F_{w,Rd} = a \cdot n \cdot l_{eff} \cdot f_{wv,d} = 602 \text{ kN} >> 283 \text{ kN}$$

Aplastamiento de la chapa

Se comprueba que la chapa no se aplaste con la sollicitación del tornillo más desfavorable (67 kN).

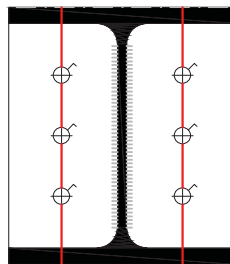
APLASTAMIENTO CHAPA		
e	40	mm
p	80	mm
α_b	0.61	
α_d	0.61	
k_1	2.5	
t, espesor chapa	20	mm
$F_{b,Rd} = k_1 \alpha_b F_u d t / \gamma_{M2}$	208	kN

Desgarro de la chapa

Se buscan los modos de rotura de la chapa y se comprueba que el espesor de la chapa sea suficiente para que no se desgarre con el esfuerzo máximo al que se verá sometida.

DESGARRO CHAPA				
MODO 1				
$A_{v,n}$	10960	mm ²		
$A_{t,n}$	0	mm ²		
$V_{eff,Rd} = 0.5 A_{nt} F_u / \gamma_{M2} + 3^{-1/2} A_{vt} F_y / \gamma_{M0}$	1657	kN	>	283 kN

Modo de rotura 1:



Resistencia a cortante

Se preve que la superficie de contacto entre una y otra chapa venga tratada con chorro de granalla o arena y pintada con un silicato alcalino de cinc que forme una capa de espesor 50-80 μm ; se adopta un coeficiente de rozamiento $\mu = 0.4$ (superficie CLASE B).

En la evaluación de la resistencia a cortante influye la categoría de la unión. Se comprueba como categoría C, sin deslizamiento en ELU.

$$V_{Ed} = 290 \text{ kN}$$

DESLIZAMIENTO ELU				
n tornillos	6			
$F_{s,Rk}$	54.9	kN	>	$F_{ek, \text{ por tornillo}}$
$F_{ek, \text{ cortante mayorado}}$	282.7	kN		
$F_{ek, \text{ por tornillo}}$	47.1	kN		
NO hay deslizamiento en ELU, es categoria C				

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,C}$$

Punzonamiento de la chapa

$f_u = 430 \text{ MPa}$, $t_p = 20 \text{ mm}$, $\gamma_{M2} = 1.25$
 $d_m = 40.5 \text{ mm}$, menor diámetro entre los círculos circunscrito e inscrito a la tuerca o cabeza del tornillo.

$$B_{p,Rd} = 0.6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$$

$$B_{p,Rd} = 0.6 \pi 33 \cdot 20 \cdot 430 / 1.25 = 428 \text{ kN} > 330.5 \text{ kN}$$



13. POSTESADO

13.1. CONSIDERACIONES GENERALES

13.1.1. TECNOLOGÍA DEL POSTESADO

Resolver la estructura con elementos de hormigón postesados requiere el empleo de armaduras de alto límite elástico para que su alargamiento tensional sea grande; de ese modo, al sobrevenir la retracción y la deformación lenta del hormigón por efecto de la compresión que las armaduras tesas le imponen, lo que pierden éstas de tensión, al contraer con el hormigón, no es más que una parte alicuota pequeña de la tensión inicial a la que fueron sometidas.

El problema que presentan normalmente las armaduras de alto límite elástico es que no variando sensiblemente su módulo de elasticidad, al aumentar su tensión de trabajo aumenta su alargamiento y aumenta la fisuración del hormigón colindante.

Pero, gracias al efecto del postesado se aleja el peligro de fisuración del hormigón, y en cierto modo se hace al hormigón apto para resistir tracciones, ya que estas se convierten en decompresiones al superponerse con la tensión de compresión inicial. E incluso aun cuando se le lleve a fisuración por efecto de una tracción algo excesiva, pero manteniendo la armadura en régimen todavía elástico, al descargar la pieza se cierra automáticamente la fisura sin que sea posible reconocerla después a simple vista.

Aunque esto conduce a que en el postesado no baste con controlar el estado de tensión final, sino que también habrá que controlar la tensión en la situación justamente posterior al postesado o situación de vacío.

13.1.2. MODELADO DE LA ESTRUCTURA

Para un análisis más preciso de los efectos tensionales del postesado será necesaria la creación de un modelo especial de elementos finitos.

Se decide realizar dos modelos para así poder detectar posibles errores de modelado o internos del programa. El primero será uno de barras, que opere de forma matricial, cuya información será más general e intuitiva, pues hace posible la visualización de los diagramas de esfuerzos; y el segundo, de elementos finitos, que opere con las funciones de forma de la estructura para conseguir resultados particularizados a regiones. Lograr una suficiente densidad de mallado es crucial en este tipo de modelos; por ello, la comparativa de ambos modelos será una guía para saber cuando el modelado se acerca lo suficiente a la precisión buscada.

MODELO DE VERIFICACIÓN

Se realiza un modelo simplificado de verificación de los resultados del programa. A pesar de que estará bastante alejado de la complejidad final del problema a resolver sí servirá para comprobar la influencia que tiene el mallado y las condiciones de contorno en este sistema.

Elemento área

Se modela como "shell thick" (los elementos *shell* realizan el análisis a la vez como membrana considerando las tensiones en su plano y como *plate*, analizando las flexiones a las que estará sometido). La principal diferencia radica en los términos que incluye el programa en la matriz de rigidez. En el caso de utilizar un elemento *membrane* considerará únicamente la rigidez a fuerza axial, mientras que los elementos *plate* consideran solo la rigidez a flexión, y los elementos *shell* ambos. Puesto que este modelo se utilizará tanto para postesado como para situación sísmica se definen las áreas como elementos *Shell*.

Rigidez a torsión

Tanto en el modelo final de barras como en el de elementos finitos se le asigna al programa una rigidez a torsión del hormigón igual a cero, ya que es preferible en las estructuras de hormigón no recurrir a la torsión como característica resistente. Se prefiere resolver los efectos de torsión por medio de flexión, lo cual aumenta los esfuerzos resultantes a flexión en un porcentaje bajo (> 5% en este caso).

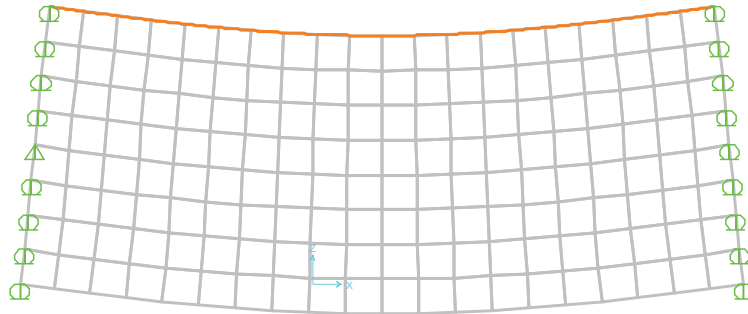
- Modelo de barras: Set modifiers > Torsional constant = 0
- Modelo de elementos finitos > Set modifiers > M12 bending = 0

MODELO DE ELEMENTOS FINITOS SIMPLIFICADO

Se modela una viga de 35 cm de espesor para cubrir una luz de 5 m y con un canto de 2 m (solo interesan los resultados de tensiones por lo que el elemento está hipertrofiado). Se modela como biapoyada y como biempotrada, y se comprueba con la deformada que efectivamente los resultados de los vínculos se correspondan con lo esperado:

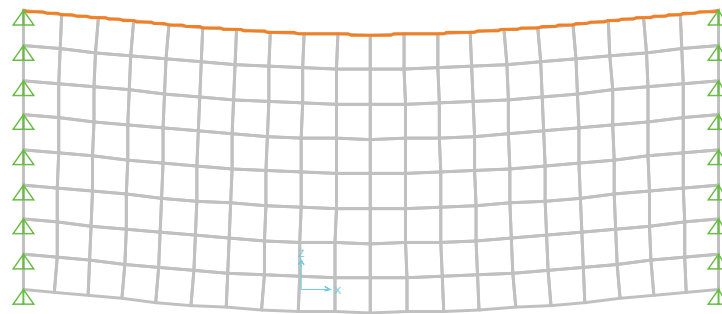
- BIAPOYADO

Deformada:



- BIEMPOTRADO

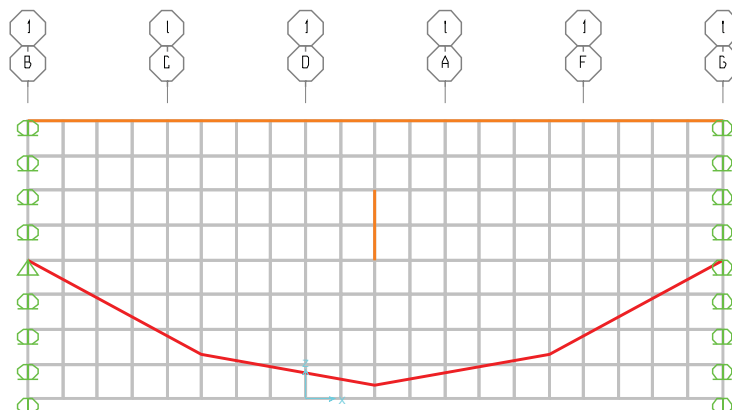
Deformada:



INTRODUCCIÓN DE CARGAS Y POSTESADO

Se procede a introducir el postesado (color rojo) y dos elementos tipo *frame* (color naranja) con todos los modificadores con un valor de prácticamente 0 únicamente para transmitir una carga lineal al elemento:

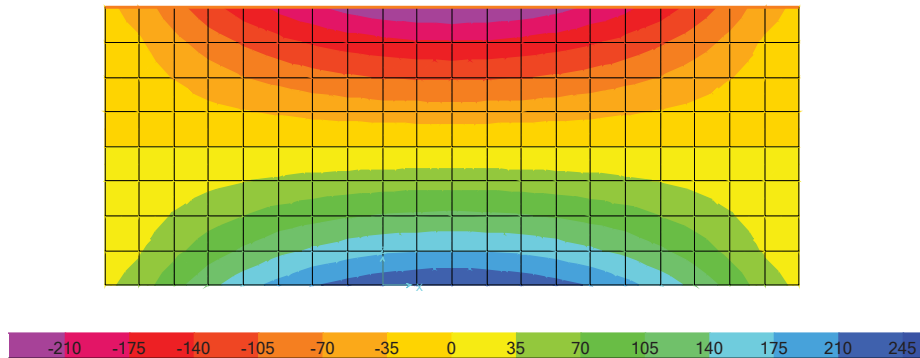
Tendón de postesado (exc máx = 90 cm en el centro del vano):



A continuación se detallan los resultados del programa informático.

- PESO PROPIO

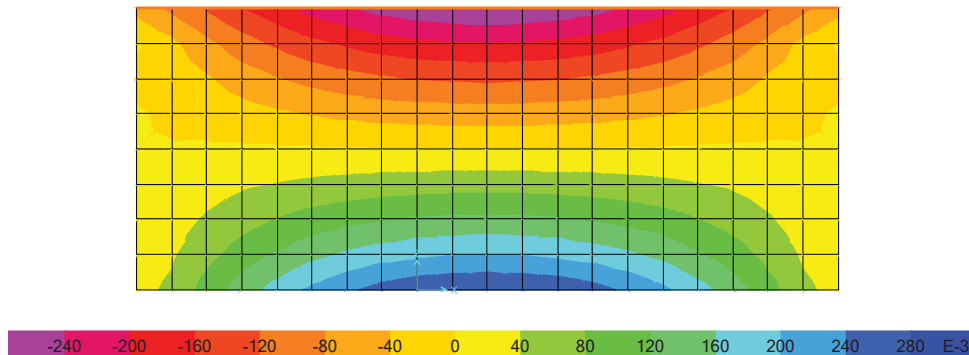
Diagrama de tensiones "horizontales" [$1 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}^2$]:
Shell stress S11 (DEAD)



- CARGA

Se le aplica una carga en el borde superior a través de un elemento tipo barra o "frame" de valor **20kN/m**.

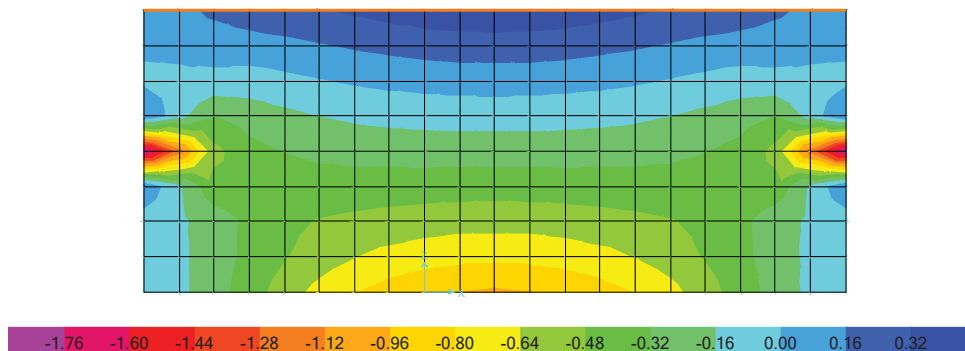
Diagrama de tensiones "horizontales" [$1 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}^2$]:
Shell stress S11 (CARGA)



- POSTESADO

Se aplica un postesado de un solo cordón de 140 mm^2 (S1860 Y7):

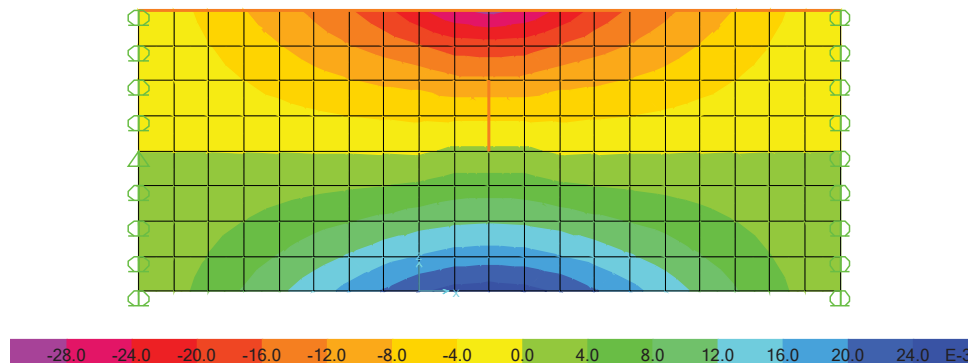
Diagrama de tensiones "horizontales" [$1 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}^2$]:
Shell stress S11 (POSTESADO)



- CARGA VERTICAL CENTRADA (VIGA METÁLICA)

Se aplica una carga de 10 kN/m en una longitud de 0,5 m (barra vertical color naranja) para simular la carga que trasladaría el perfil metálico a la laja.

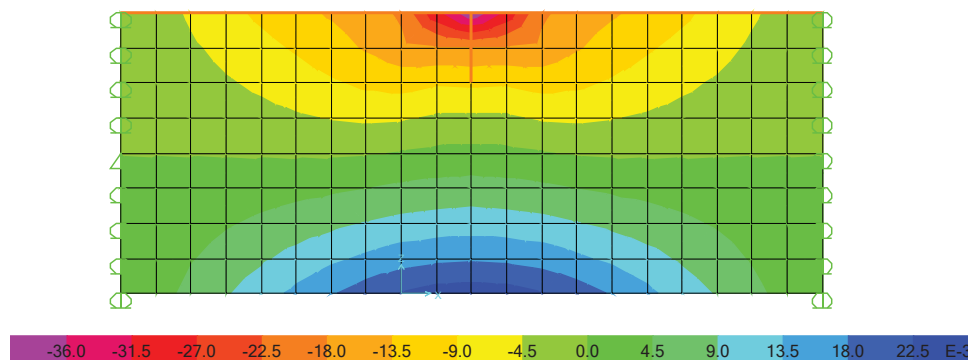
Diagrama de tensiones "horizontales" [$1 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}^2$]:
Shell stress S11 (CARGA VIGA)



- CARGA VERTICAL DESCENTRADA (VIGA METÁLICA)

Se aplica una carga de 10 kN/m en una longitud de 0,5 m descentrada (barra vertical color naranja) para simular la carga que trasladaría el perfil metálico a la laja.

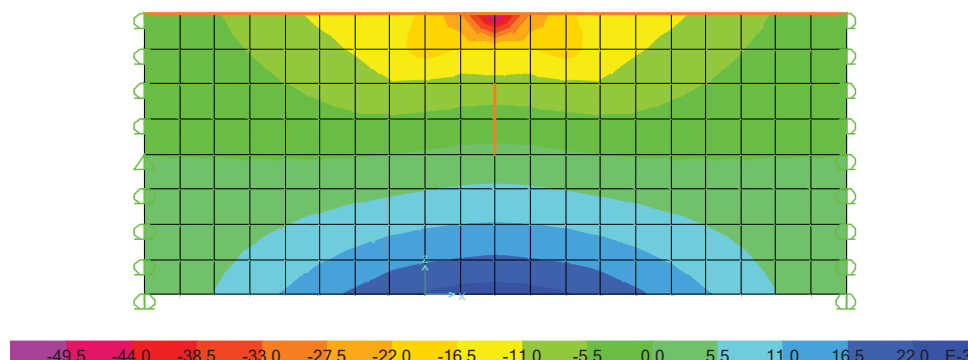
Diagrama de tensiones "horizontales" [$1 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}^2$]:
Shell stress S11 (CARGA VIGA DESCENTRADA)



- CARGA VERTICAL PUNTUAL (VIGA METÁLICA)

Se aplica una carga de 5 kN en el centro superior de la laja para analizar como afectaría la carga que trasladaría el perfil metálico.

Diagrama de tensiones "horizontales" [$1 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}^2$]:
Shell stress S11 (CARGA VIGA PUNTUAL)



Se observa que la forma de aplicación de la carga supone, como realmente sucede, alteraciones en los diagramas de tensiones y se tiene en cuenta a la hora de introducir las cargas en el modelo.

Y se define manualmente la viga en la hoja de cálculo:

DIMENSIÓN VIGA

h, espesor de la viga:	2.00 m
b, anchura de la viga:	0.35 m
A, área sección:	0.70 m ²
I, inercia:	0.2333 m ⁴
W superior:	0.2333 m ³
W inferior:	0.2333 m ³
rp, recubrimiento armadura activa:	0.100 m
d, canto útil armadura activa =	1.900 m
l, luz:	5.00 m

COMPARATIVA SAP- RESULTADOS MANUALES BIAPOYADO

CONTROL DE TENSIONES. Resumen comparativo en la sección central:

E.L.S.	σ inferior	σ superior	
	N/mm ²	N/mm ²	
Peso propio	0.23	-0.23	MANUAL
	0.24	-0.24	SAP2000
Carga	0.27	-0.27	MANUAL
	0.09	0.09	SAP2000
Postesado	-0.96	0.44	MANUAL
	-0.98	0.44	SAP2000
Carga vertical	0.03	-0.03	MANUAL
Carga vertical centrada	0.03	-0.03	SAP2000
Carga vertical descentrada	0.025	-0.04	SAP2000
Carga vertical puntual	0.024	-0.055	SAP2000

COMPARATIVA SAP- RESULTADOS MANUALES BIEMPOTRADO

En el caso del elemento modelado como biempotrado las tensiones de peso propio y carga también se corresponden considerando el momento como el de un empotramiento elástico perfecto, **no así el postesado**, ya que gran parte de la compresión se queda en los vínculos.

CONCLUSIONES

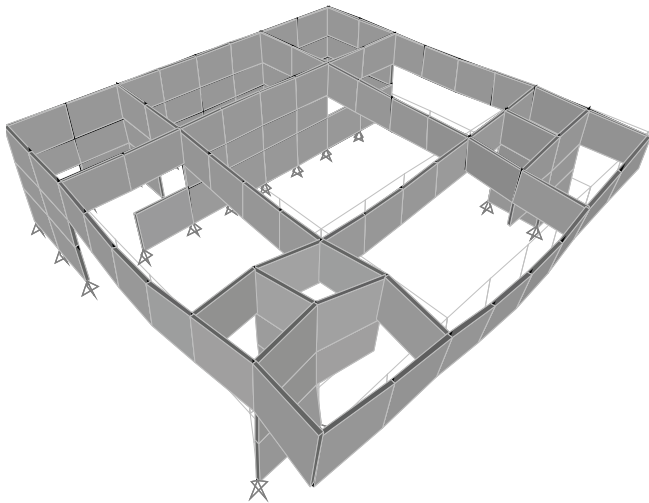
A pesar de que el modelo simplificado dista mucho de la complejidad real del modelo de nuestra estructura si que permite validar la utilización del programa.

13.1.3. MEF- MODELO DE BARRAS

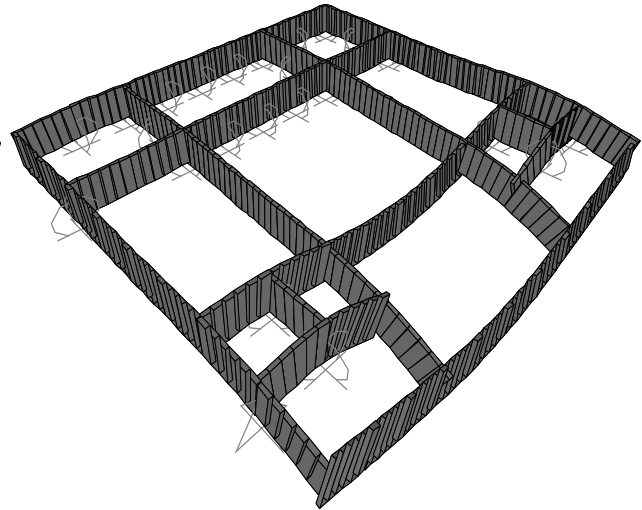
COMPARATIVA DE MODELOS (MEF - MODELO DE BARRAS)

Se crea un modelo simplificado que simule el comportamiento del edificio y se comprueba que los resultados sean coherentes por comparativa de los dos modelos que se han realizado. Se analiza únicamente con el peso propio.

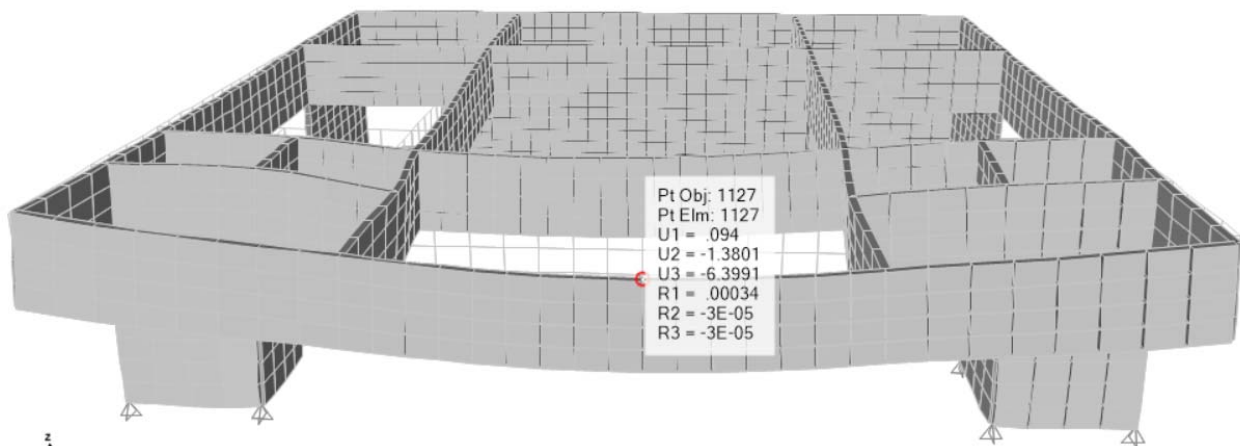
Deformada (MEF):



Deformada (MODELO DE BARRAS):

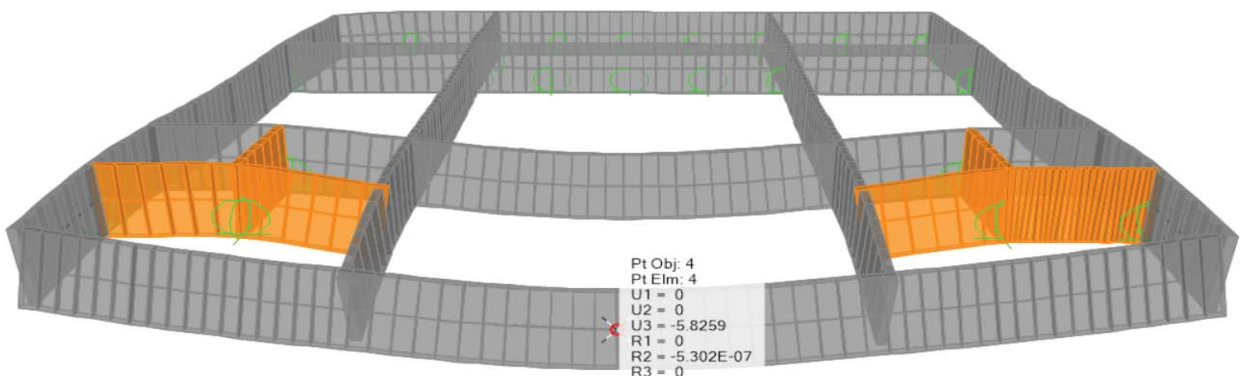


Deformada (MEF) [U3 máx = - 6.3 mm]:



Deformada (Modelo de barras) [U3 máx = - 5.8 mm]:

Se introducen las barras de color naranja con un multiplicador de inercia de 5.8, el correspondiente a una viga con relación de inercia entre un elemento de 6.8 m de canto y otro de 3.8.



También los resultados de tensiones se corresponden:

Modelo de barras: 2.13 - MEF: 2.58 N/mm².

Dada la similitud de los modelos se prosigue con el análisis. El hecho de la inclusión de las pantallas como elementos deformables explica la existencia de una deformada mayor en el MEF.

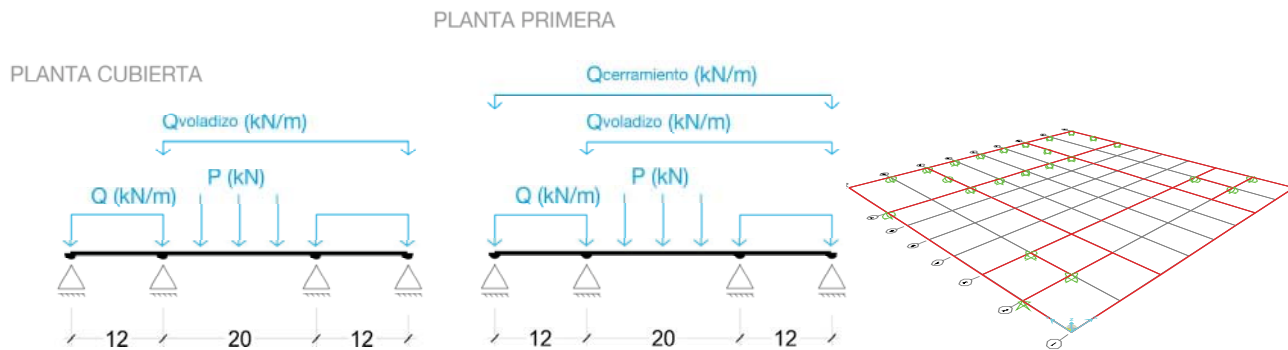
13.1.4. CÁLCULO DE LAS SOLICITACIONES

MODELO DE BARRAS

- PLANTA DE CUBIERTA Y PLANTA PRIMERA**

En el modelo de barras las cargas de las zonas centrales se aplicarán como cargas puntuales en las zonas de apoyo de las vigas, mientras que las cargas lineales se aplicarán como cargas uniformemente distribuidas debido a que la prelosa se conecta linealmente a los muros de apoyo.

Diagrama de aplicación de las cargas:



MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

En el modelo de elementos finitos se realizan las siguientes consideraciones:

- PLANTA DE CUBIERTA**

Las cargas que se transmiten a través de las vigas mixtas se modelan como cargas lineales en unas barras cuyos modificadores de rigidez y masa han sido alterados, (valores próximos a cero para que en la matriz no se produzca un error). Estas barras verticales se dimensionan de una longitud similar a la que realmente tendrá la placa de anclaje, unos 90 cm, y se vinculan a los nudos del modelo para que las funciones de forma den el mínimo error posible.

En el caso de las cargas que se transmiten de las prelosas a los muros directamente se aplican como cargas lineales.

- PLANTA PRIMERA**

Puesto que las cargas de la planta primera se transmiten a las lajas postesadas a través de perfiles de cuelgue anclados a través de barras de acero se decide aplicar las cargas de forma similar a las barras artificiosamente modificadas anteriores pero con la dimensión de las barras de anclaje en el hormigón (unos 2 metros).

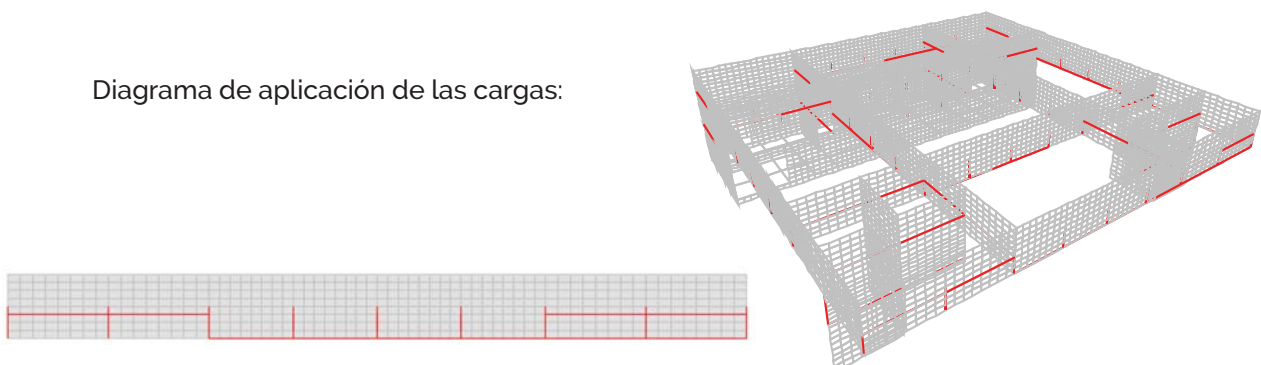
- PLANTA BAJA**

En la planta baja se modelan unos elementos de área con las cargas aplicadas superficialmente para determinar las cargas generales, pues para el cálculo de los elementos de esa zona (vigas y prelosas) se realizará un modelo particular.

- OTROS**

Cerramientos y vuelos se aplicarán como cargas lineales en coherencia con el sistema constructivo utilizado.

Diagrama de aplicación de las cargas:



VALOR DE LAS SOLICITACIONES

VALORES DE LAS CARGAS APLICADAS EN VALOR CARACTERÍSTICO

PESO PROPIO ELEMENTO	33 kN/m
----------------------	---------

PLANTA CUBIERTA

VANOS LATERALES	Ancho tributario	3 m
-----------------	------------------	-----

	q (kN/m ²)		Q (kN/m)
EE	3.5	Sin viga	11
EC	4.3		13
USO	1		3

VANO CENTRAL	Área tributaria	30 m ²
--------------	-----------------	-------------------

	q (kN/m ²)	P (kN)
EE	3.9	117
EC	4.3	129
USO	1	30

VOLADIZO	Ancho tributario	1.5 m
----------	------------------	-------

	q (kN/m ²)	Q (kN/m)
EE	2.5	4
NIEVE	0.2	0.3

PLANTA PRIMERA

VANOS LATERALES	Ancho tributario	3 m
-----------------	------------------	-----

	q (kN/m ²)		Q (kN/m)
EE	3.5	Sin viga	11
EC	3		9
USO	1		3

VANO CENTRAL	Área tributaria	37.5 m ²
--------------	-----------------	---------------------

	q (kN/m ²)	P (kN)
EE	3.9	146
EC	3	113
USO	3	113

VOLADIZO	Ancho tributario	1.5 m
----------	------------------	-------

	q (kN/m ²)	Q (kN/m)
EE	2.5	4
USO	3	5

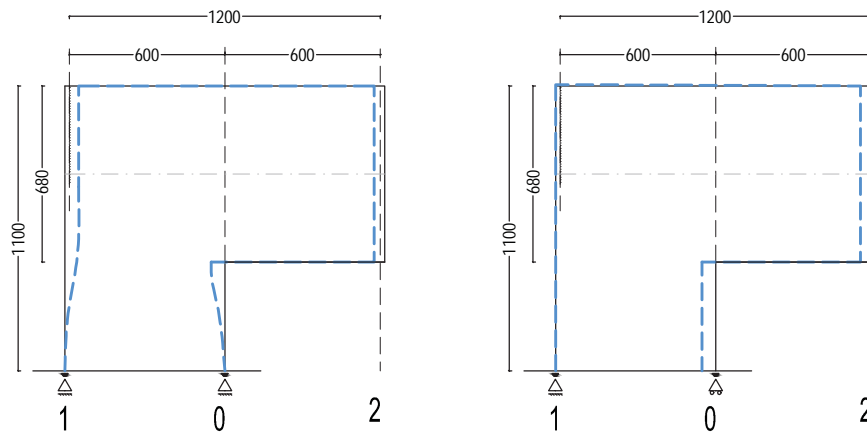
CERRAMIENTO	Altura tributaria	3 m
-------------	-------------------	-----

	q (kN/m ²)	Q (kN/m)
EE	2.66	8

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

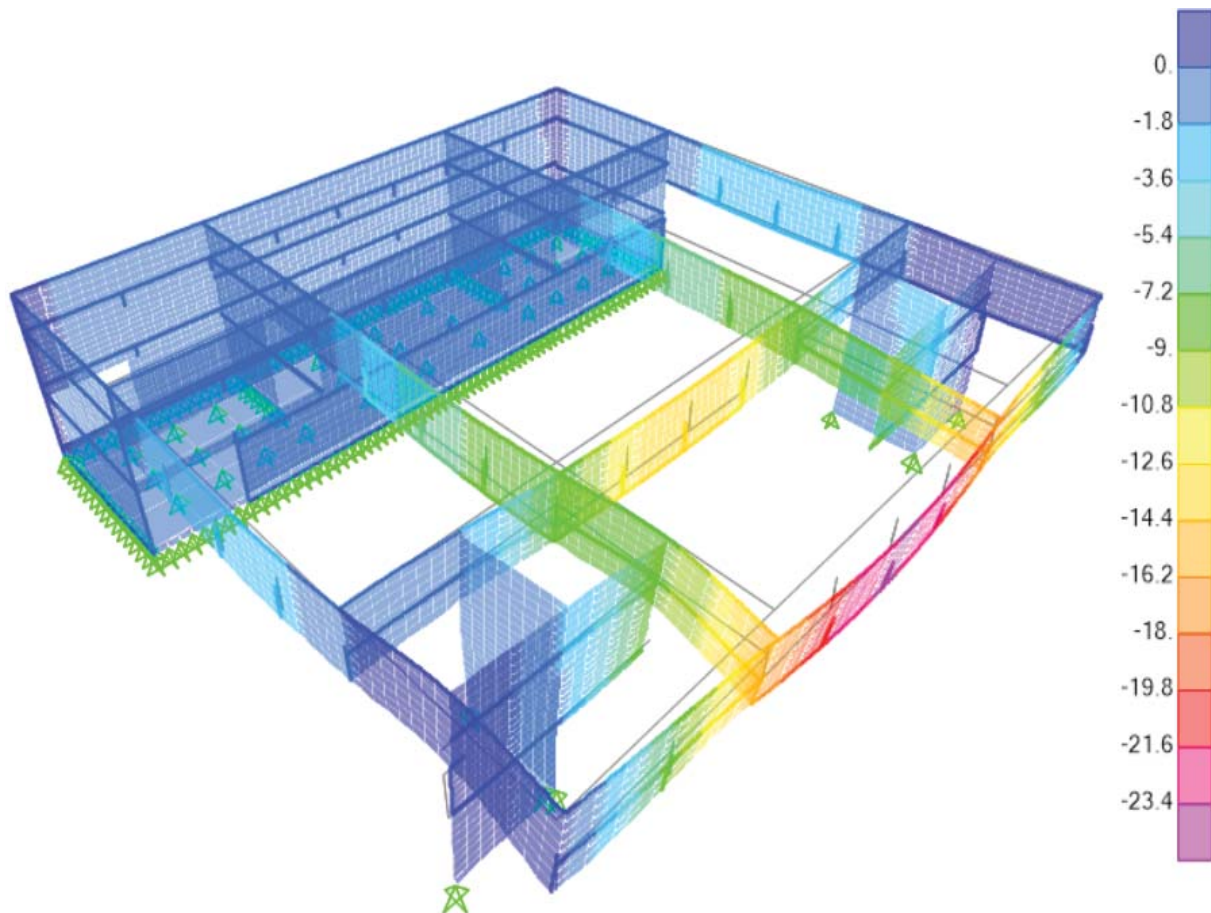
Puesto que los esfuerzos son derivados de las deformadas, se analiza la deformada para saber que diagramas de momento habrá que compensar con el postesado. Para ello se utiliza un modelo con los vínculos al suelo con el desplazamiento horizontal impedido y otro en el que no este coaccionado. La principal diferencia radica en el postesado de la viga que apoya en las L, puesto que su vinculación al terreno supone postesar contra la rigidez del muro.

Deformación inducida por el postesado en función de las condiciones de contorno:



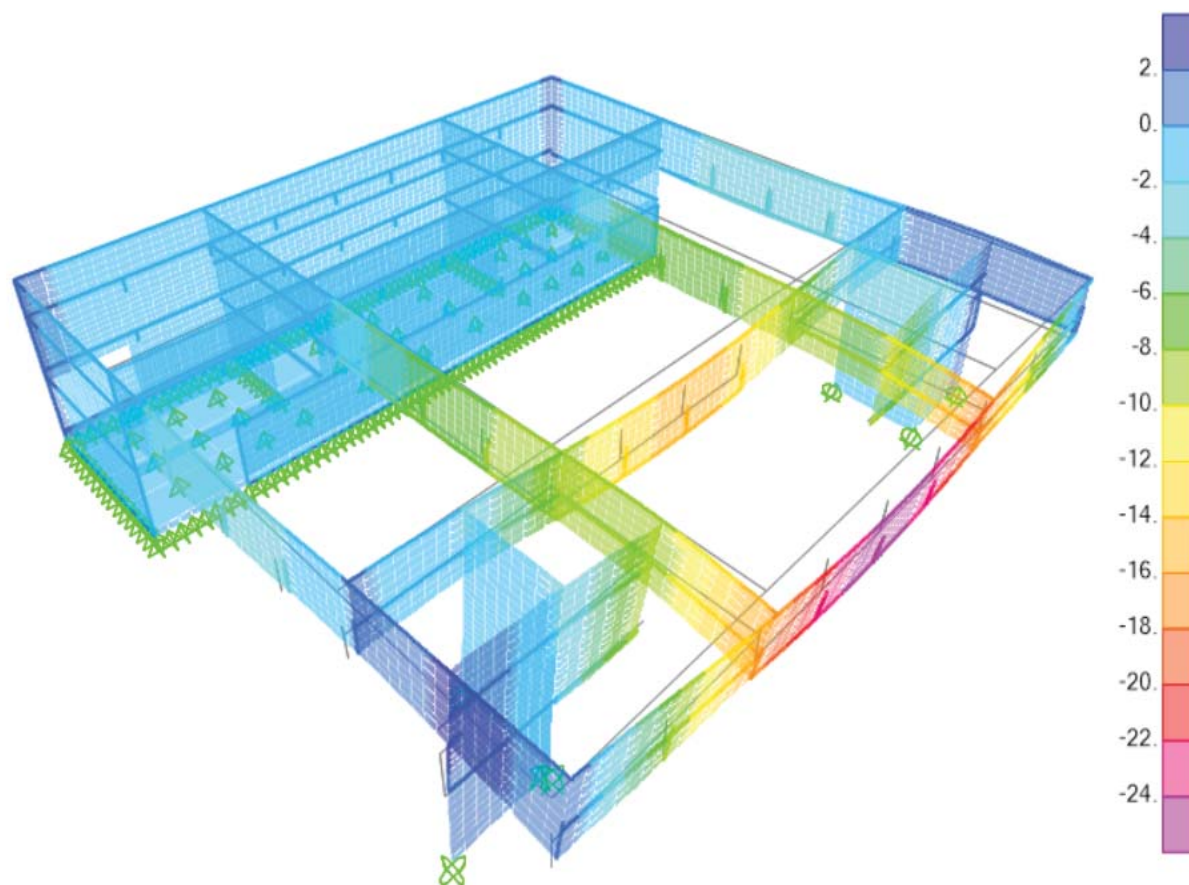
DEFORMACIÓN

Deformación máxima Uz vínculos: apoyos [mm]= 23.5 mm
Comb. casi permanente



Deformación máxima Uz vínculos: carritos [mm]= 24.8 mm

Comb. casi permanente



Se comprueba que no será especialmente vinculante para el postesado general la diferencia entre vinculaciones y se decide continuar el cálculo con apoyos.

Por la complejidad del modelo es necesario un primer postesado general y un posterior análisis de la estructura completa, ya que el postesado de unos elementos puede tener efectos en otros.

13.1.5. CONSIDERACIONES GENERALES A ELS

DEFORMACIONES

La estructura presenta grandes luces , pero también las secciones cantos elevados por lo que la flecha no será limitativa.

Según la EHE-08 la esbeltez en alzado mínima para una sección rectangular de hormigón armado es la siguiente:

- **ELEMENTOS DE CANTO = 3.8 m**

La laja tiene un comportamiento asimilable al de una viga. Del lado de la seguridad se toma la máxima luz existente y con las condiciones de contorno de estar simplemente apoyada, a sabiendas que de ser necesario se podría contar con la existencia de los pseudo apoyos que suponen las vigas centrales que tienen un efecto favorable sobre la deformada

Para elementos fuertemente armados (vigas) simplemente apoyadas; esbeltez máxima:

$L/d=14$; para una luz de 44 m el canto útil mínimo será $44m/14 = 3.15 \text{ m} < 3.8 \text{ m}$

Se observa que incluso con la simplificación no habrá problemas de deformaciones en este elemento , pues el canto mínimo de esta sección es por criterios de proyecto 3,8 m.

En los diagramas de deformada adjuntos anteriormente se observa que la deformación máxima no supera los 30 mm en ningún caso (máximo absoluto = 25 + 2 mm).

La limitación de flecha total se sitúa en $L/300$.Considerando una luz de 44 m distancia la deformación máxima admisible para las cargas que puedan afectar a los tabiques es de $44000/300 = 145 \text{ mm}$. Puesto que la flecha diferida del hormigón se puede considerar simplificada mente 1,5 veces el valor de la instantánea (la facilitada por el programa) la máxima se situaría en torno a los $27mm \cdot 2.5 = 67.5 \text{ mm} << 145 \text{ mm}$

En el caso de flecha activa solo se evalúan los efectos de las cargas que afectan a los elementos frágiles, por lo que solo se deberán evaluar los elementos constructivos y la parte de uso que se puede considerar permanente. Con una limitación de $L/500 = 44000/500 = 88 \text{ mm} > 67.5 \text{ mm}$, también es admisible la deformación incluso considerando los efectos de los elementos estructurales, muy relevantes en este caso.

Ya que, además, el postesado tiene un efecto favorable sobre las deformaciones, se considera suficientemente demostrado que no será necesaria su posterior comprobación.

- **ELEMENTOS DE CANTO = 6.8 m**

Estos elementos también asimilables a voladizos presentan una luz de 6 m.

Para elementos fuertemente armados (vigas) en voladizo; esbeltez máxima:

$L/d=6$; para una luz de 6 m el canto útil mínimo será $6 \text{ m}/6 = 1 \text{ m} << 6.8 \text{ m}$

Se observa que el canto mínimo de esta sección es de 6,8 m por criterios de proyecto y para que se cumplan las necesidades de postesado. Esta elevada dimensión del canto explica que la deformada en esa zona no alcance ni siquiera un centímetro en combinación frecuente.

Ya que, además, el postesado tiene un efecto favorable sobre las deformaciones, se considera suficientemente demostrado que no será necesaria su posterior comprobación.

FISURACIÓN

COMBINACIONES

Para asegurar que las armaduras no sufren oxidación y corrosión por estar en ambiente III (marino aéreo), se comprueba que en la situación más desfavorable en combinación frecuente la sección se encuentra siempre comprimida, y que en ningún caso bajo una combinación característica de acciones se superan los límites de fisuración a compresión.

Para la combinación de uso frecuente y característica se aplican las siguientes cargas con sus respectivos coeficientes de simultaneidad:

COMBINACIÓN FRECUENTE

Acciones permanentes:

1 en todos los casos

Acciones variables:

0,7 para uso planta primera (biblioteca)

0 para uso planta cubierta (mantenimiento)

En el resto de acciones variables el coeficiente de simultaneidad es 0 como segunda opción, que es la combinación más desfavorable (uso como acción principal).
Se aplicarán todas las cargas permanentes siempre.

COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA

Acciones permanentes:

1 en todos los casos

Acciones variables:

1 para uso planta primera (biblioteca)

0 para uso planta cubierta (mantenimiento)

En el resto de acciones variables el coeficiente de simultaneidad es 0 como segunda opción, que es la combinación más desfavorable (uso como acción principal).
Se aplicarán todas las cargas permanentes siempre.

SITUACIONES

El proceso de ejecución será especialmente relevante en las situaciones a analizar:

SITUACIÓN DE VACÍO

Se consideran las cargas correspondientes al peso propio de la estructura al completo, pues esta se ejecutará previamente al postesado.

SITUACIÓN FINAL

Se consideran todas las cargas en valor de combinación frecuente y característica y se comprueba que se cumplan los límites establecidos por la normativa,

Se establece un coeficiente de seguridad para el postesado de 1,1 cuando su efecto sea desfavorable y de 0,9 cuando su efecto sea favorable.

TENSIONES

Se comprueban en las zonas de momento máximo las tensiones normales S_{11} en las regiones donde se cumple la hipótesis de Navier- Bernouilli, que coinciden en dirección con las tensiones principales mínimas (de compresión) en dirección.

Para armar, sin embargo, en las zonas de encuentro entre vigas donde se localizan las cabezas de tesado se requiere de un análisis con un modelo de bielas y tirantes, ya que es donde el cordón de tesado está peor modelado.

Se establecen los límites de tensiones en función del tipo de ambiente:

Las comprobaciones de las tensiones a tiempo cero e infinito se hacen comparando los valores obtenidos con 30 MPa, resistencia a compresión del hormigón, y 4.1 MPa, resistencia a tracción del hormigón (HP50). A tiempo cero no se utilizan valores más bajos porque, siendo el elemento postesado, se supone que el tesado de la armadura activa se realiza después del fraguado del hormigón, unos 3-5 días después de haber vertido el hormigón y que este cumple la condición prescrita de resistencia inicial alta. Calculando la resistencia del hormigón a una edad inferior de los 28 días con la fórmula de EHE:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)f_{cm} \quad \text{donde} \quad \beta_{cc} = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\}$$

Se verifica que, efectivamente, la resistencia obtenida desde el tercer día es superior a la admisible considerada a tiempo infinito, ya que esa última se limita a $0,6 \cdot f_{ck}$.

Ambiente III: hormigón siempre comprimido bajo combinación de acciones frecuente.

HORMIGÓN		
$t=\infty$	Resistencia a tracción en ELS	4.1 N/mm ²
$t=\infty$	Resistencia por compresión (Art. 49.2.1)	-30.0 N/mm ²
$t=\infty$	$sc(28) \leq$	
$t=\infty$	Fisuras por compresión (Art. 49.2.1) $sc(28) \leq$	-22.5 N/mm ²
ACERO		
	Resistencia a tracción en ELS	1488 N/mm ²

Criterio adicional PTI

13.1.6. CONSIDERACIONES GENERALES A ELU

Debido a que los edificios sismorresistentes de hormigón se deben dimensionar para que presenten una capacidad de disipación de energía y un comportamiento dúctil global, los modos de rotura dúctiles (por ejemplo, flexión) deberían preceder a los frágiles (por ejemplo, cortante) con una fiabilidad suficiente. En este caso se calcularán las resistencias que ofrecen los elementos con el armado mínimo y se verificará si cubren las necesidades en situaciones persistentes o transitorias.

*Se ha comprobado en el apartado sísmico que sea suficiente y adecuada la resistencia en situaciones sísmicas y que se cumplen los criterios de armado.

Los esfuerzos se extraen del programa por medio de integración de tensiones (orden DRAW SECTION CUT : SAP2000) en el modelo de elementos finitos. Además se adjuntan diagramas adimensionales extraídos del modelo de barras para tener una idea intuitiva con la que verificar la coherencia de los resultados.

FLEXIÓN

En la fase de rotura la precompresión desaparece totalmente como realidad física, y deja paso a la predeformación. En el agotamiento la diferencia básica entre una armadura pretesada y otra pasiva son los alargamientos que ambas tienen en un estado cualquiera de referencia, como, por ejemplo, el estado permanente de la estructura.

Las deformaciones totales de las armaduras activas adherentes deben considerar, además de la deformación que se produce en la fibra correspondiente en el plano de deformación por agotamiento, la deformación producida por el pretensado y la deformación de descompresión (art. 42.1.2 EHE 08).

Para las comprobaciones de secciones postesadas en estado límite último a flexión los efectos del postesado no influyen expresamente en el cálculo del momento resistido más que en las deformaciones como se ha indicado, ya que la resistencia se calcula como un par de fuerzas por un brazo, y cuando la cabeza de compresiones ha igualado a la suma de las armaduras que trabajan a tracción ya no puede aumentar más el momento para un brazo constante.

Para el cálculo de las solicitaciones se utilizan los coeficientes de seguridad habituales para cada situación, y se crea una envolvente que incluya tanto la situación persistente o transitoria sin postesado como esta misma situación incluyendo el postesado, ya que los esfuerzos hiperestáticos pueden en ciertas zonas incrementar la sollicitación a flexión.

Por tener un canto tan elevado se espera que, en general, la resistencia a flexión no sea limitativa.

Puesto que el momento solicitación disminuye de forma cuadrática hasta 0, y el momento flector resistido de forma cuadrática hasta donde la excentricidad es 0 (M_{rd} mínimo). Por lo tanto si la resistencia es muy holgada en el centro lo será en cualquier punto de las lajas, (que tendrán un comportamiento resistente a flexión similar a una viga de canto variable).

Al ser un elemento de gran canto la altura de la cabeza de compresiones derivada de la resistencia a flexión será muy pequeña. Sin embargo, es difícil saber donde está realmente la fibra neutra debido a que también está sometida a las compresiones que le introduce el postesado, por tanto, no se puede concluir que su ductilidad sea elevada.

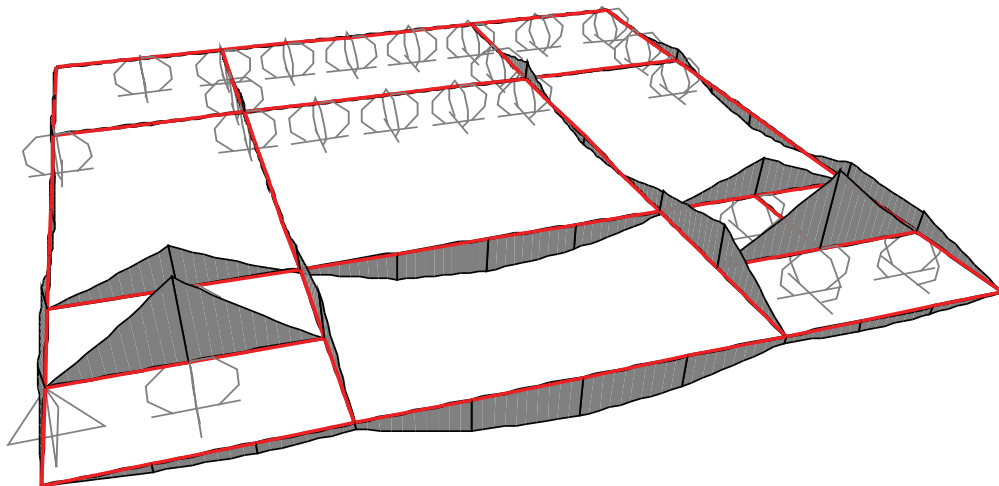
Esta dificultad a la hora de evaluar la ductilidad de la sección limitará la ductilidad de la estructura a niveles bajos, en torno a 2 lo cual no permitirá reducir a menos de la mitad la fuerza sísmica aplicada.

El que una estructura sea muy dúctil, es decir, que sea capaz de deformarse sin romperse, permite la formación de rótulas plásticas, aconsejable en zonas sísmicas para incrementar la disipación plástica; y por lo tanto, disminuir las fuerzas equivalentes al sismo que se le aplican a la estructura.

En este caso como esta reducción será muy baja el hecho de encontrarse en zona sísmica será un condicionante muy relevante pues se ha tenido que definir no solo como se transmiten las cargas de unos elementos a otros en vertical sino también en horizontal (rasante de los forjados).

Diagrama de momento esquemático [adimensional]:

COMB. ELU (Situación persistente o transitoria)



CORTANTE

Las comprobaciones relativas al Estado Límite Último de agotamiento por esfuerzo cortante pueden llevarse a cabo a partir del esfuerzo cortante efectivo. Este se calcula como la suma de las fuerzas exteriores y la componente de pretensado paralela a la sección de estudio.

$$V_{rd} = V_d + V_{pd}$$

El efecto estructural del pretensado se considera en el programa utilizando un sistema de cargas equivalentes, por lo que el valor de V_{pd} está considerado en V_d . Manualmente habría que descontar o añadir la fuerza de los tendones (Fuerza a plazo infinito * seno α , siendo α el ángulo que forma con la horizontal, el trazado del pretensado en la sección considerada.)

Además, la presencia de la compresión debida al postesado produce un efecto beneficioso en la resistencia del elemento ya que el rozamiento debido a la compresión a la que está sometida la pieza produce un incremento de la resistencia a cortante de la piezas. En la fórmula de la normativa se introduce en términos de tensión.

Se ha de comprobar que la resistencia es suficiente tanto a compresión como a tracción oblicua del alma.

RESUMEN SOLICITACIONES MÁXIMAS

SITUACIONES PERMANENTES O TRANSITORIAS				
	SOLICITACIONES MÁXIMAS			
	kNm	kN	kN	kN
	MOMENTO	CORTANTE		
	M	VEd1	VEd2 No fisuradas	VEd2
LAJA A	15000	950	850	850
LAJA B	43000	6300	3600	2100
LAJA C	14000	3000	Fisurada (2.8 N/mm ²)	3000
LAJA D	7550	1500	1350 No fisurada (0.3 N/mm ²)	1400
LAJA E	19000	2700	Fisurada (7.6 N/mm ²)	2700
	Máximo	Borde del apoyo	1/2 canto borde del apoyo No fisuradas	1 canto útil borde del apoyo Fisuradas

13.1.7. Materiales

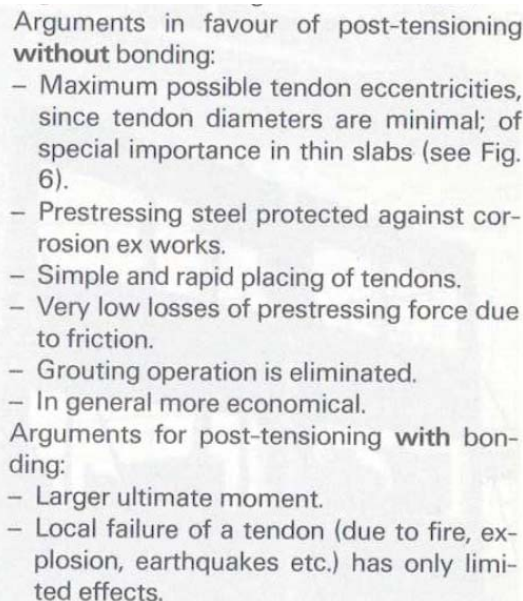
Se utilizan los siguientes materiales:

HORMIGÓN	(HP-50)	
	f _{ck} :	50 N/mm ²
	Deformación de rotura del hormigón en flexión (Art. 39.5 de la EHE) =	0.0035 tanto por 1
	C.p.s. del hormigón:	1.50
	f _{cd} =	33333 kN/m ²
	f _{cm} (28) =	58 N/mm ²
	E _{cm} (28), mod. def. sec. del h.= (Art. 39.6 de la EHE-08)	32902 N/mm ²
	β _E	1.175
	E _c (28), mod. def. long. inicial del h.= (Art. 39.6 de la EHE-08)	38660 N/mm ²
ARMADURA PASIVA	ACERO B500S	
	f _y de la armadura pasiva:	500 N/mm ²
	E _s , mód. de def. long. arm. pasivas:	210000 N/mm ²
	C.p.s. acero pasivo:	1.15
ARMADURA ACTIVA	f _{yd} de la armadura pasiva =	434783 kN/m ²
	ACERO Y1860 S7	
	f _y de la armadura activa:	1860 N/mm ²
	Valor característico del límite elástico al 0.1%	1580 N/mm ²
	Tesado inicial respecto de f _y :	0.70 tanto por 1
	E _p , mód. de def. long. arm. activas: (Art. 38.8 de la EHE)	190000 N/mm ²
	C.p.s. acero activo:	1.15
	f _{yd} de la armadura activa =	1617391 kN/m ²

13.1.8. ELECCIÓN DEL TIPO DE CORDÓN : ADHERENTE

Conociendo las múltiples opciones de cordones que existen, se decide elegir un cordón adherente por las ventajas que este supone a Estados Límites Últimos especialmente en situaciones accidentales, ya que el edificio se encuentra en zona sísmica.

Sin embargo, esta elección hará que las pérdidas sean muy relevantes ya que los cordones no adherentes tienen menores pérdidas por fricción.



(Fuente: Post-Tensioned concrete in building construction_VSL_)

Al estar al exterior, en un ambiente agresivo como es el marino, y en una zona clave de la estructura, es necesaria la consideración en detalle de conductos y anclajes que favorezcan a la durabilidad del elemento.

Se elige un **conducto metálico estanco formado por tubos lisos muy gruesos** por prescripciones del fabricante:

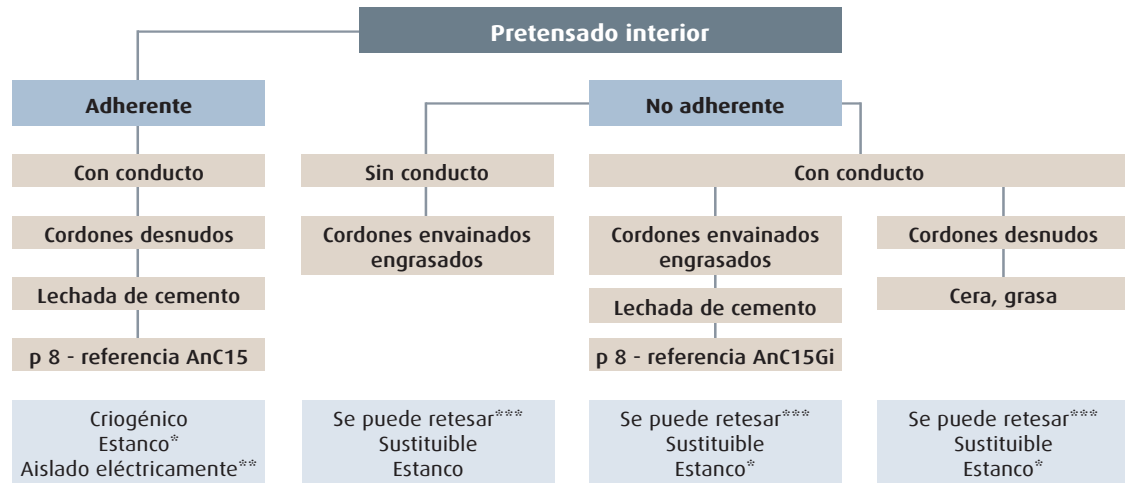
"En el caso de las estructuras para entornos marinos, Freyssinet propone el uso de un conducto metálico estanco formado por tubos lisos muy gruesos con juntas resistentes, revestidos y colmatados con resina mediante un manguito termorretráctil."

(Fuente: Catálogo EL PRETENSADO FREYSSINET)

Adjunto al final de la memoria

VENTAJAS DEL CORDÓN ADHERENTE

- Mayor número de cordones posibles por tendón.
- Mayor aprovechamiento en rotura del cordón.
- Rotura local del cordón genera sólo efectos locales.
- Posibilidad de apertura de huecos con posterioridad al hormigonado del forjado.
- Fisuración más repartida.



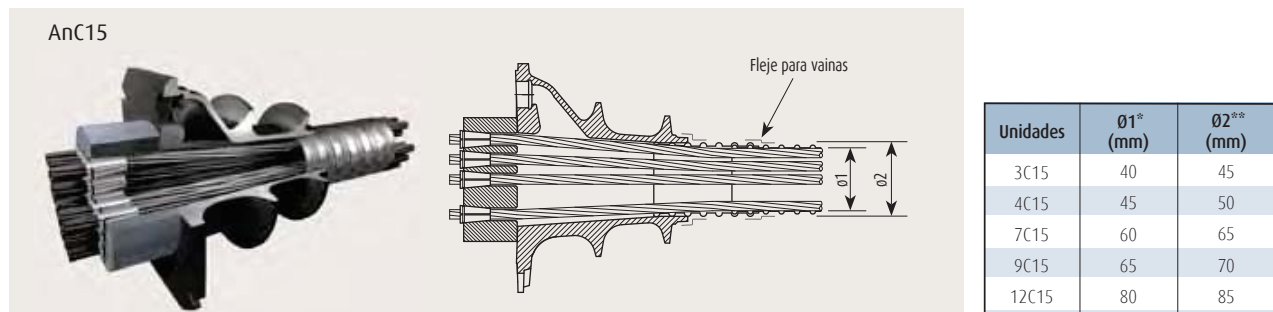
CONFIGURACIONES DE PRETENSADO INTERIOR ADHERENTE

ACOPLADORES: Para las estructuras compuestas por elementos prefabricados con juntas combinadas, Freyssinet ha desarrollado el acoplador de vaina Liaseal. Este acoplador plástico garantiza la estanquidad frente a la penetración de aguas de infiltración entre las juntas de las dovelas.

Se preve que estos no sean necesarios, pues la estructura completa que se ha de postesar se ejecutará en una sola fase.

PROTECCIÓN DE LAS CABEZA DE ANCLAJE: Para cada configuración existe un modo idóneo de protección de las cabezas de anclaje: puede tratarse de sellado (hormigonado de la cabeza de anclaje en un cajetín), o de un capot permanente de fundición (galvanizada o pintada), o de plástico e inyectada con el mismo producto de protección empleado en la sección principal del tendón. Se prescribe el sellado de la cabeza de anclaje por medio de un hormigonado.

ANCLAJES GAMA C



** Ø : diámetro interior del conducto estriado/ exterior de conductos de polietileno o de acero.

Composición.

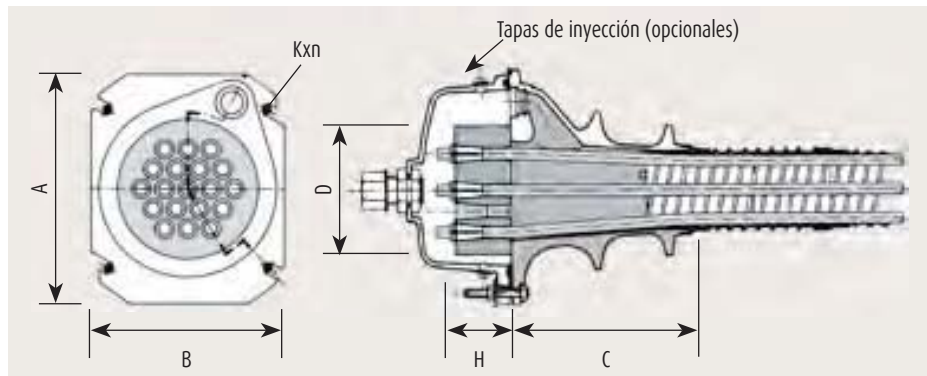
Los anclajes están formados por:

- Cuñas que garantizan un anclaje eficaz con esfuerzos estáticos o dinámicos.
- Bloques de anclaje de acero circulares y con perforaciones troncocónicas.
- Placas de anclaje de hierro fundido y varias capas para una mejor difusión del esfuerzo de pretensado en el hormigón.
- Un capot permanente opcional.

Anclajes compactos:

Las reducidas dimensiones de los anclajes de la gama C permiten:

- Una disminución del espesor de las vigas y las almas de los cajones.
- Una mejor concentración de los anclajes en los empalmes.
- Una desviación mínima de los cordones.



Unidades	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4

Se respetarán las distancias mínimas en los anclajes a fin de asegurar el correcto posicionamiento de estos.

GATOS DEL TIPO K/C

Gatos	Unidades	ØA (mm)	ØB (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)	F (mm)	G (mm)	L (mm)	α actual	α para x ≈ 50
K100C	3C15	290	220	913	256	713	200	820	100	9°21'	19°
	4C15			918		718					
K200C	7C15	350	263	1154	435	954		1060	120	6°52'	13°
K350C	9C15	440	263	1153	324	903	250	1005	150	9°09'	17°
	12C15			1163	334	913		1015	150	9°40'	16°
	13C15			1168	339	918		1020	150	9°33'	16°
K500C	19C15	515*	320	1333	361	1083		1136	170	13°23'	21°
		508			353					13°57'	23°
	22C15	515*		1343	349	1093		1146		15°59'	21°
		508			341					16°32'	23°
	25C15	640*		1465	420	1215		1320		12°25'	18°

Se busca, en la medida de lo razonable, utilizar tendones que se puedan tesar con el mismo gato de forma que solo sea necesario desplazar un tipo de equipo a la obra.

GATO. K350C

TENDONES: 12C15 (también son posibles 9C15 y 13C15)

DISTANCIAS MÍNIMAS ENTRE VAINAS

Se respetarán las distancias mínimas entre vainas verticales marcadas por la EHE-08.

Distancias mínimas en dirección vertical:

- > Diámetro de la vaina
- > Dimensión vertical de la vaina o grupo de vainas.
- > 5 cm.

13.1.9. ESTIMACIÓN GENERAL DE LAS PÉRDIDAS

VALOR GENERAL

Para calcular el postesado necesario se procede usando un valor genérico de las pérdidas; posteriormente se afinará el cálculo.

Puesto que se usan cordones adherentes se considera:

- 20% DE PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS
 - 15 % DE PÉRDIDAS DIFERIDAS
- Total aproximado de las pérdidas en torno al 35%.

Se han considerado pérdidas totales del 35 %, puesto que, en este caso, las pérdidas por rozamiento a lo largo del conducto de pretensado ya suponen entre un 15 y un 20 % en función de los coeficientes de rozamiento parásito y de rozamiento en curva que se tomen (según varios catálogos).

Esto es debido a que mientras que en una losa de 12 m se consigue una excentricidad de aproximadamente 35 cm , en este caso superaría en algunos casos el metro y medio. Por lo que α (suma de los valores absolutos de las variaciones angulares que describe el tendón) ya supone un valor muy alto , aproximadamente 0.95 radianes frente a un 0.23 que supondría una excentricidad de 35 cm.

Para el cálculo manual se estiman unas pérdidas del 40 % (20 + 20), debido a la gran relevancia que tienen los esfuerzos hiperestáticos.

DETERMINACIÓN EXHAUSTIVA

Para la determinación detallada de las pérdidas es necesario conocer con cierto grado de certeza los coeficientes de fluencia y retracción del hormigón para estimar las pérdidas debidas a estas dos propiedades y a la relajación del acero.

Se calculan los coeficientes de fluencia y retracción con apoyo de las tablas de la EHE :

- **Coefficiente de fluencia : 2.1.**

Interpolación tablas 39.8.a y 39.8.b EHE.

Edad de puesta en carga de la estructura : se estima a los 7 días.

Humedad relativa media anual: 70 % Ayamonte.

Espesor medio de la sección: 350 mm

Resistencia del hormigón, $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$

- **Coefficiente de retracción : $-325 \cdot 10^{-6}$.**

Interpolación tablas 39.7.c y 39.7.d EHE.

Edad de puesta en carga de la estructura : se estima a los 10000 días.

Humedad relativa media anual: 70 % Ayamonte.

Espesor medio de la sección: 350 mm

Resistencia del hormigón, $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

Posteriormente se detallan los cálculos de las pérdidas.

PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS

Se determinarán tanto manualmente como con apoyo de SAP2000 con los coeficientes de rozamiento extraídos del catálogo del fabricante.

PÉRDIDAS DIFERIDAS

La fluencia y retracción del hormigón y la relajación del acero resultan difíciles de obtener, ya que las propias pérdidas disminuyen la tensión de compresión en el hormigón y la tensión de tracción en el acero, constituyendo éste un fenómeno interactivo de enorme complejidad.

En la fórmula simplificada de la Instrucción EHE-08, el numerador representa la deformación debida a retracción y fluencia del hormigón y relajación del acero, teniendo en cuenta de forma simplificada la interacción antes aludida. El denominador representa la coacción de las deformaciones diferidas debidas a la armadura activa adherente.

COEFICIENTES DE PÉRDIDAS SEGÚN CATÁLOGO

Uso	Tipo de conducto	Coeficiente de rozamiento μ (rad ⁻¹)		Coeficiente k (rad/m)
		Cordón lubricado	Cordón no lubricado	
Pretensado interior adherente	Vaina con fleje de acero	0,17	0,19	0,007
	Vaina LFC	0,10	0,12	0,007
	Plyduct	0,10	0,12	0,007
	Tubo liso de acero	0,16	0,24	0,007
Pretensado interior no adherente	Monotorón	0,05	-	0,007
	Grupo de monotorones preinyectados	0,05	-	0,012

Debido a que, como se ha indicado, por temas de corrosión en ambiente marino se utiliza un tubo liso de acero, se elige lubricarlo para disminuir las pérdidas.

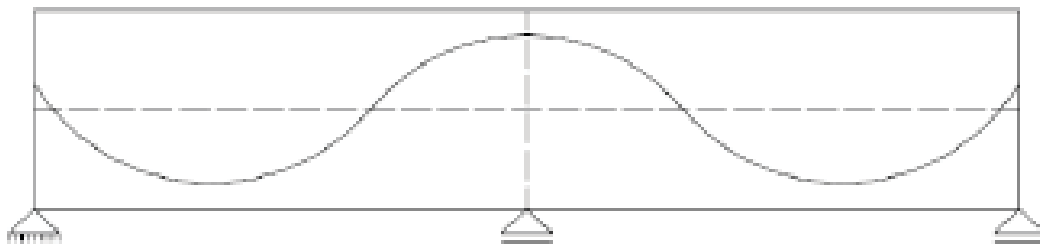
- **Coeficiente de rozamiento μ : 0.16 rad⁻¹.**
- **Coeficiente de rozamiento k : 0.007 rad/m .**

13.1.10. ANÁLISIS DE LOS ESFUERZOS HIPERESTÁTICOS

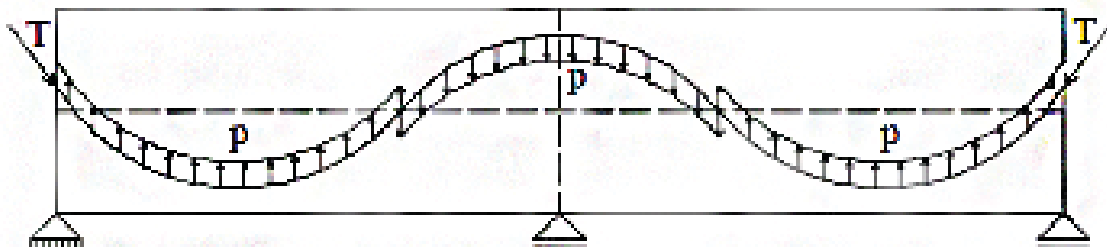
Por el trazado de la gráfica de momento se puede saber a priori que aparecerán efectos hiperestáticos de gran relevancia, (momento positivo), por compatibilidad de deformaciones.

Se realiza un estudio previo genérico de las causas y consecuencias de los esfuerzos hiperestáticos del pretensado:

En estructuras hiperestáticas donde existe la presencia de pretensado que induce movimientos en la estructura, estos movimientos producen una distribución de esfuerzos internos para garantizar la compatibilidad de deformaciones. A estos esfuerzos se les denomina momentos hiperestáticos de pretensado.

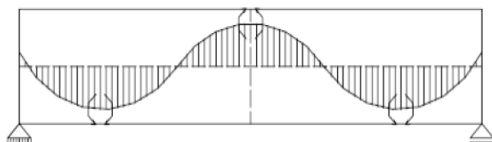


Estructura continua de dos tramos con trazado curvo de los cordones.

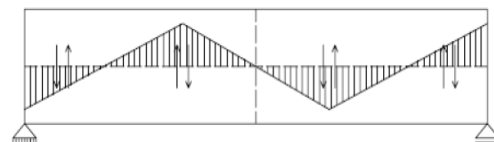


Fuerzas actuantes sobre el hormigón.

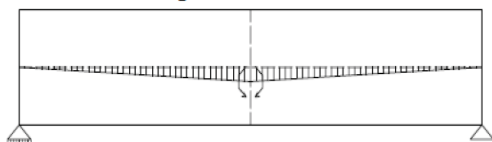
Momento isostático de pretensado



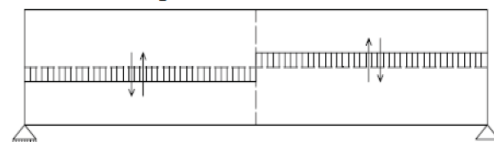
Cortante isostático de pretensado



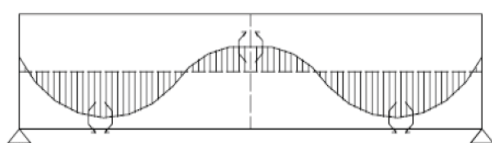
Momento hiperestático de pretensado



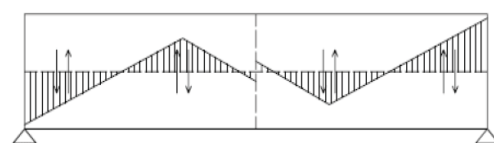
Cortante hiperestático de pretensado



Momento total de pretensado

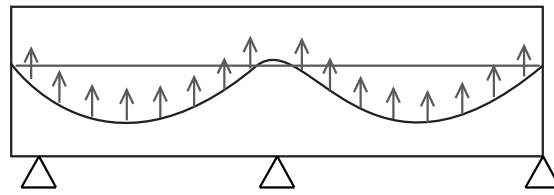


Cortante total de pretensado

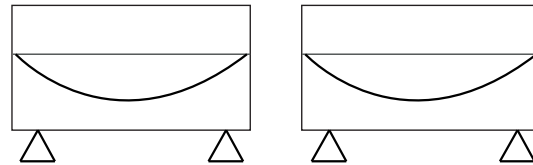


Esfuerzos producidos por las fuerzas de pretensado.

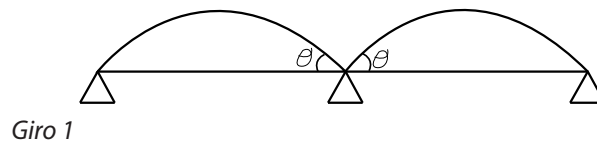
Análisis de las causas:



Trazado del pretensado en estructuras de 2 vanos.

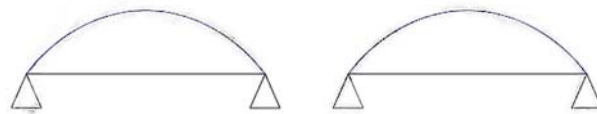


Trazado del pretensado en estructuras isostáticas.



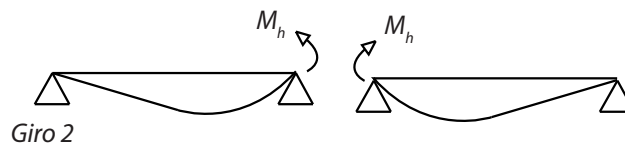
Deformada del pretensado en estructuras de dos vanos.

Esta deformada no puede ocurrir en la estructura hiperestática, ya que no hay continuidad. Para que haya continuidad se debe cumplir que la diferencia de los giros sea igual a 0. Se vuelve a analizar la estructura por vanos separados.

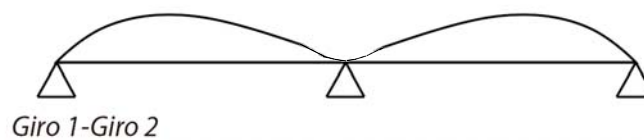


Deformada del pretensado en estructuras isostáticas.

Para que se cumpla que la diferencia de los giros en el punto central, donde la viga es continua, la diferencia de los giros sea igual a 0 tiene que aparecer un esfuerzo interno que equilibre y haga que se cumpla esta condición:



Deformada causada por el momento hiperestático.



Deformada hiperestática del pretensado.

Como se puede ver los esfuerzos hiperestáticos tendrán gran influencia en los resultados de los esfuerzos en nuestra estructura. Puesto que los "apoyos" solo son realmente enlaces con otras lajas postesadas, el análisis manual de los esfuerzos (en situaciones más simples introduciendo en una matriz las fuerzas equivalentes se podría llegar a extraer los esfuerzos hiperestáticos) resulta demasiado complejo y no dará resultados concluyentes.

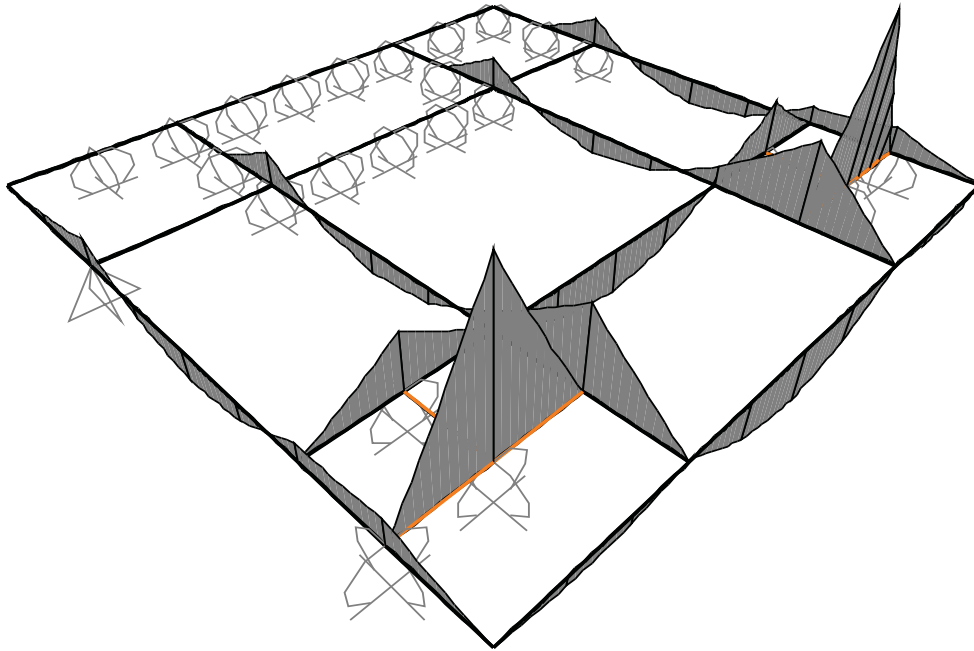
Es por ello que las otras lajas deberán postesarse también, y de su postesado dependerá su deformación en el punto en que se "apoya" la analizada, por lo que la ley de momentos que se ha tomado como base de partida también se podrá variar con los postesados a conveniencia.

13.1.11. TRAZADO DE TENDONES

Se realiza un análisis global de por donde han de pasar los tendones de postesado. Las armaduras pasivas son de pequeño diámetro, y con vistas a la ejecución de sus anclajes no presentará gran dificultad, mientras que las armaduras activas se ha ido viendo que son numerosas y de gran diámetro por lo que pueden existir incompatibilidades en los trazados.

En la medida de la posible se intentará ajustar el trazado de los tendones a los diagramas de momento (con el negativo arriba), aunque habrá que tener en cuenta la actuación de los momentos hiperestáticos. A partir del diagrama de momento se puede estudiar los posibles trazados e interferencias entre vainas.

Diagrama de momento [kNm]:
COMB. ELS (Situación frecuente).



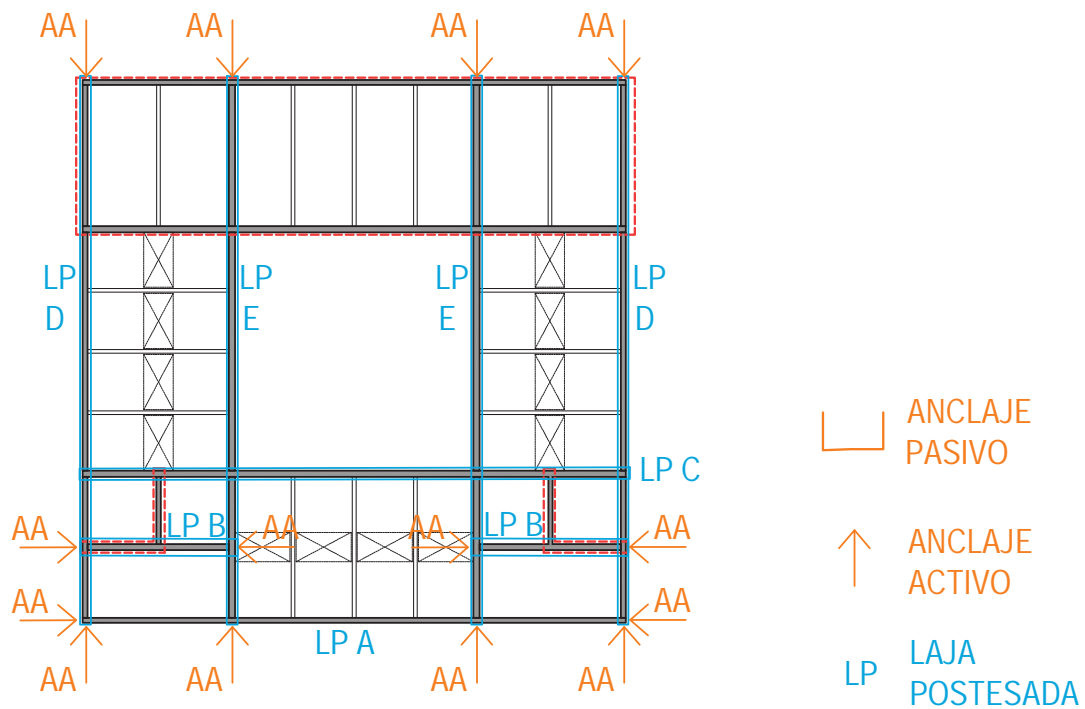
Del diagrama se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- La interferencia entre tendones de pretensado será más relevante en algunas zonas donde el momento es próximo a 0, pero debido a que en estas zonas se busca la mínima excentricidad y se van a dimensionar varios tendones esta situación será resoluble. Una posible solución será colocar la mitad de tendones por encima del punto considerado como centro geométrico y la otra mitad debajo. Siendo la viga de gran canto al estar el centro geométrico cerca del centro de la viga hay dimensión suficiente para colocarlos.
- No se producen cruces donde el diagrama de momento es máximo, que en caso contrario supondría una dificultad añadida, pues traería consigo una pérdida de excentricidad.
- Siempre que se pueda se colocarán anclajes activos para minimizar pérdidas.
- En función de la posición relativa de los distintos elementos se determina si los anclajes serán de tipo activo o pasivo, prefiriéndose los de tipo activo.

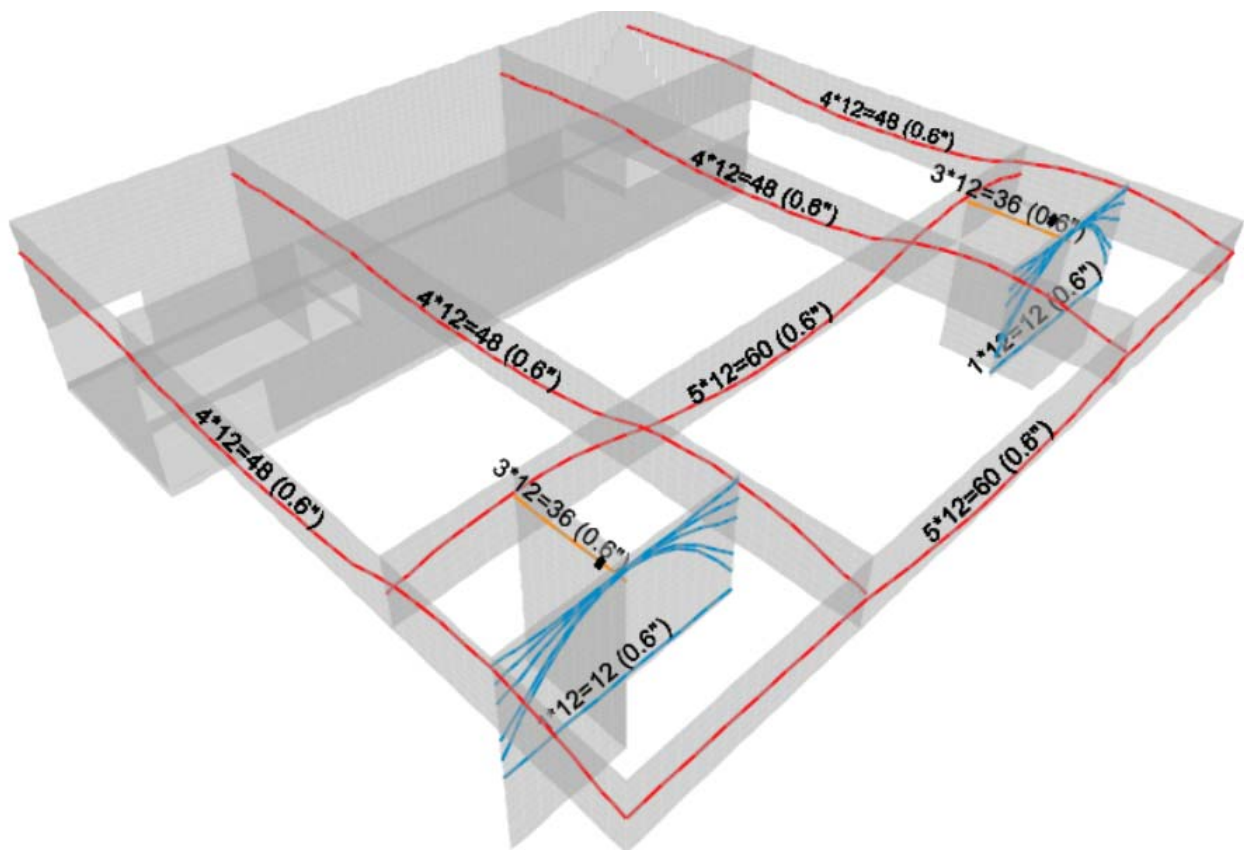
13.2. SOLUCIÓN FINAL

13.2.1. GEOMETRÍA

Localización de los elementos y tipo de anclaje:



Trazado general de los tendones:



13.2.2. COMPROBACIÓN GLOBAL A FISURACIÓN

A pesar de que posteriormente se detallará la comprobación de cada laja por separado, por la importancia que posee la interacción entre unas y otras se decide hacer una comprobación global a fisuración.

Tras el análisis particular se han variado algunos trazados y número de cordones para facilitar la ejecución, pues la posición de anclajes de tendones y de tornillería de vigas ha complicado, en gran medida, la localización de las vainas con los cordones.

Finalmente se comprueba que hay una cierta holgura de seguridad, no solo por los coeficientes de seguridad introducidos según normativa, sino también por consideraciones tomadas al inicio del proyecto como no reducir la sobrecarga de uso en función de la superficie (especialmente relevante en elementos que abarcan superficies tan altas como estos).

Se han introducido tres tendones adicionales en la pantalla (laja postesada F), que conecta las lajas B y C, para controlar la aparición de tracciones en la zona superior de este elemento.

Diagrama de tensiones S11 [N/mm²]:

COMB FRECUENTE (ELS)

Vinculación al terreno: Carritos

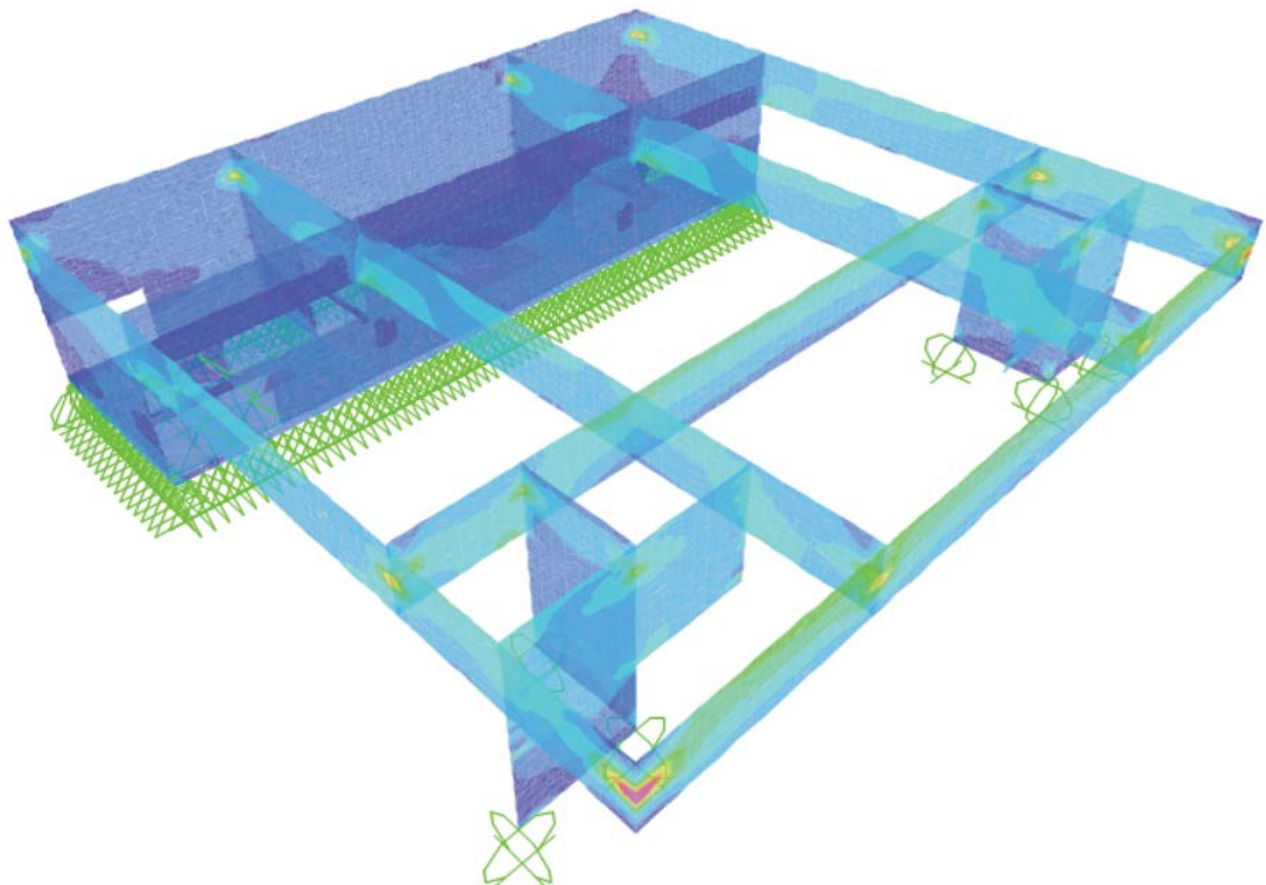
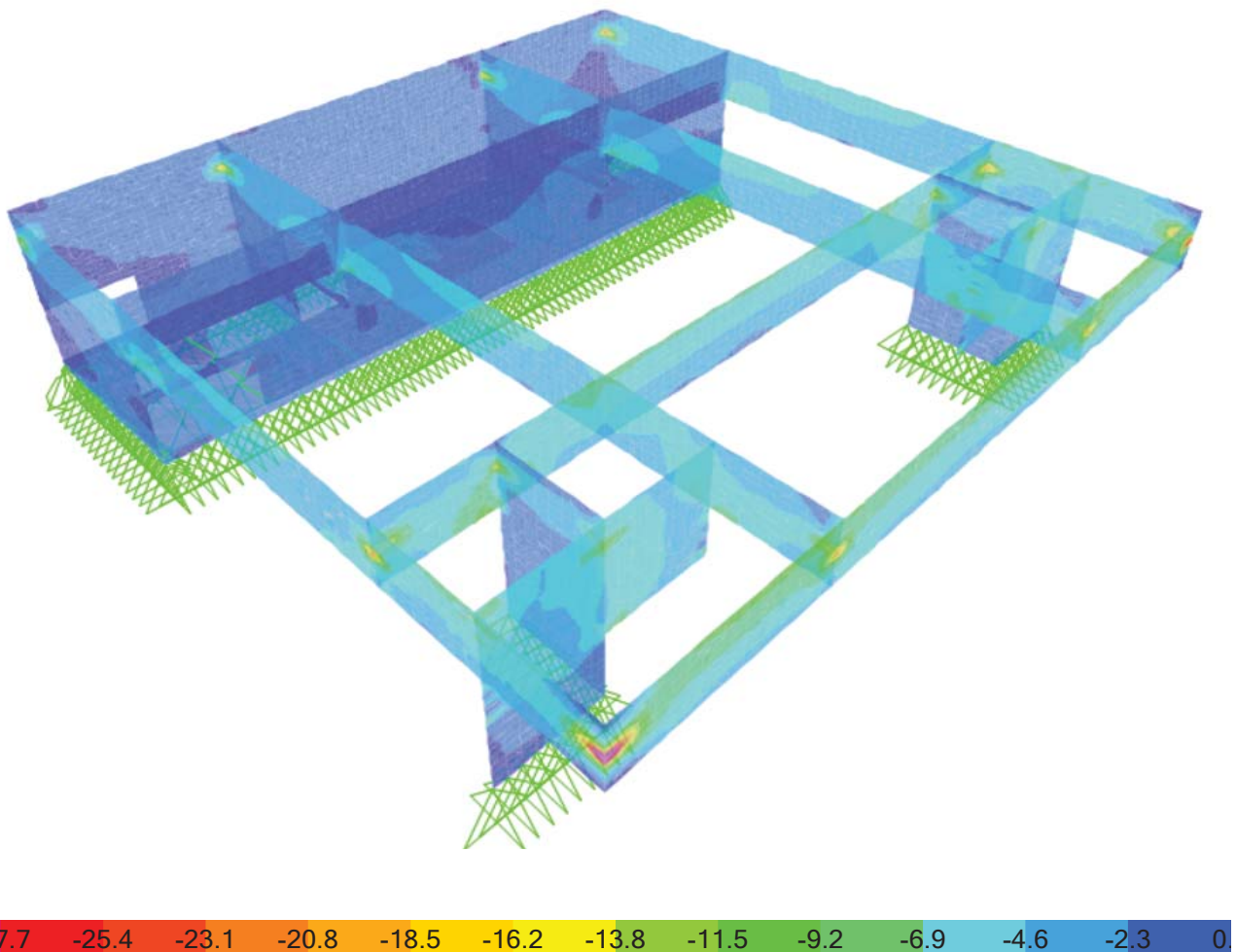


Diagrama de tensiones S11 [N/mm²]:
 COMB FRECUENTE (ELS)
 Vinculación al terreno: Apoyo continuo



13.2.3. COMPROBACIÓN GLOBAL A CORTANTE POR COMPRESIÓN OBLICUA DEL ALMA

En esta comprobación se asegura que no se produzca en ninguna zona del edificio una rotura por aplastamiento del hormigón. Se lleva a cabo comprobando que en ningún punto se produzca una tensión mayor a la resistencia a compresión del hormigón $f_{cd} = 0.6 f_{ck}$ (-20 N/mm^2 para $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$). Esta solo es necesaria en regiones donde se necesita la armadura a cortante, pues donde esta no es indispensable la sección rompe antes por tracción oblicua del alma.

Se realiza una validación global de que en ninguna de las zonas de los elementos estructurales del edificio se produce una tensión mayor a la límite. En la figura siguiente se puede observar que esta solo es superada en las zonas de anclaje, que están modeladas considerando toda la fuerza aplicada en un único punto, pues se ha realizado un único trazado correspondiente al centro de gravedad de todos los tendones. En estas zonas localizadas, regiones D, se dispondrá el conveniente armado.

Para la comprobación a tracción oblicua del alma se comprobará cada elemento en particular.

Diagrama de tensiones S_{11} [N/mm²]:
COMB PERSISTENTE O TRANSITORIA (ELU)

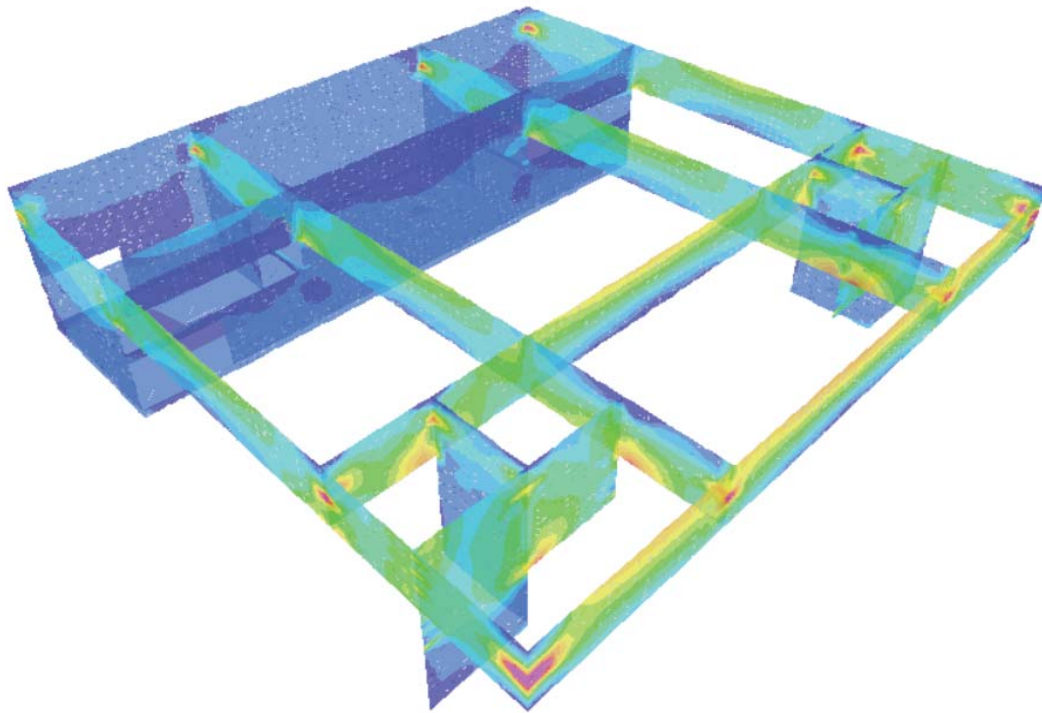


Diagrama de tensiones $S_{m\acute{a}x}$ y $S_{m\acute{i}n}$ [N/mm²]:
COMB PERSISTENTE O TRANSITORIA (ELU)

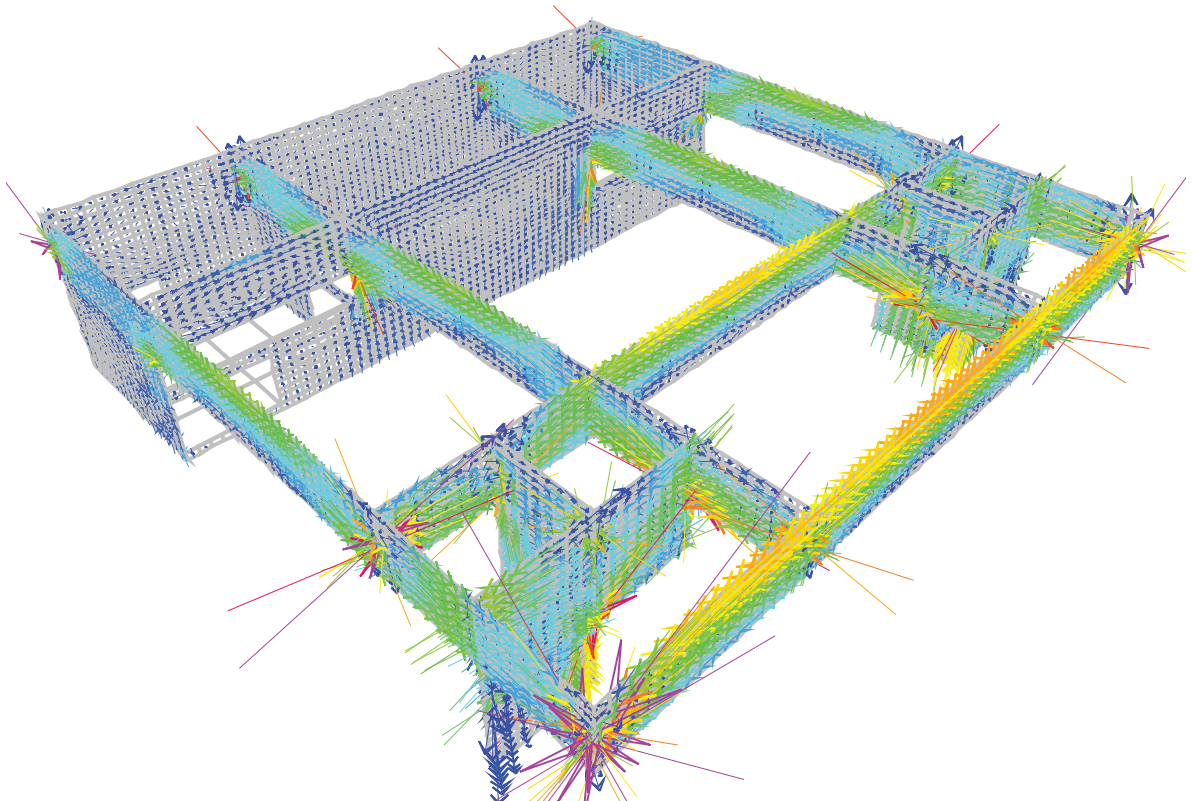
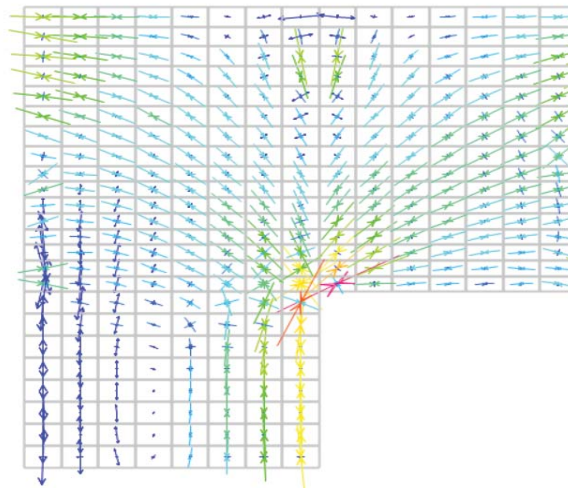


Diagrama de tensiones S_{\max} y S_{\min} [N/mm²]:
 COMB PERSISTENTE O TRANSITORIA (ELU)
 ($S_{\min} = -18.7$ N/mm²)



No se alcanza la tensión límite f_{cd1} en ningún punto del edificio, incluidas las zonas donde el hormigón se ve más solicitado por el diseño de la estructura.

13.2.4. EJECUCIÓN

El postesado se realizará con el total de los elementos estructurales ejecutados para evitar tanto el pandeo de las lajas, como tener que postesar por fases. Se han de ejecutar todos los elementos estructurales para que la situación de vacío sea viable.

Puesto que esto obliga a la permanencia de los encofrados hasta que se postese toda la estructura será necesario definir huecos en las prelosas para los puntales de los encofrados. Estos condicionantes obligan a independizar los muros de la prelosa, dejando una banda entre ellos sin hormigonar, para que las compresiones del tesado no sean coaccionadas por el diafragma horizontal que la prelosa constituiría.

13.2.5. ARMADO DE LA SECCIÓN

ARMADO PASIVO (CGM)

La sección se armará con la cuantía geométrica mínima requerida según normativa, tanto para situaciones permanentes o transitorias como para situaciones sísmicas, y considerando la aceleración sísmica de cálculo de la zona en la que se encuentra (NCSE 02 y EHE 08).

Para el armado de anclajes (regiones D), se debe proceder calculando la resistencia que produce el armado vertical mínimo del muro y reforzando donde sea necesario. Puesto que el catálogo incluye el armado necesario adaptado a cada tipo de hormigón en función de su resistencia media se utilizan estos valores.

Siempre es necesario armar a cortante, especialmente en regiones sísmicas donde se busca el efecto favorable del confinamiento del hormigón.

A pesar de que la fisuración ha sido controlada en todos los estados de carga del edificio y en principio no sería necesaria la armadura por fisuración, se decide a favor de seguridad cumplir las cuantías geométricas mínimas que establece la EHE ; tabla 42.3.5.

Se arma como viga para el armado longitudinal superior e inferior, y como muro las caras laterales tanto verticales como horizontales.

LAJAS DE 3,8 M DE CANTO TOTAL

Cuantía geométrica mínima (EHE-08, Tabla 42.3.5)

Se podrán tener en cuenta las armaduras pretesas siempre que actúen actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica

MUROS

Armadura horizontal	1120	mm ²
Armadura vertical	315	mm ²

Corresponde a ambas caras

Corresponde a la cara traccionada

Cara comprimida = 30% cara traccionada

ARMADURA HORIZONTAL

ARMADURA PASIVA	Ø	12
As, área de un barra (arm. pasiva):	113	mm ²
Separación	200	mm
Número de barras (arm. pasiva):	5	ud
	565	mm ²

> 560 mm²

Corresponde a una sola cara

ARMADURA VERTICAL

ARMADURA PASIVA	Ø	12
As, área de un barra (arm. pasiva):	113	mm ²
Separación	200	mm
Número de barras (arm. pasiva):	5	ud
	565	mm ²

> 315 mm²

Corresponde a una sola cara

VIGAS**SUPERIOR**

ARMADURA PASIVA	Ø	20
As, área de un barra (arm. pasiva):	314	mm ²
Número de barras (arm. pasiva):	4	ud
	1256	mm ²

> 1117 mm²

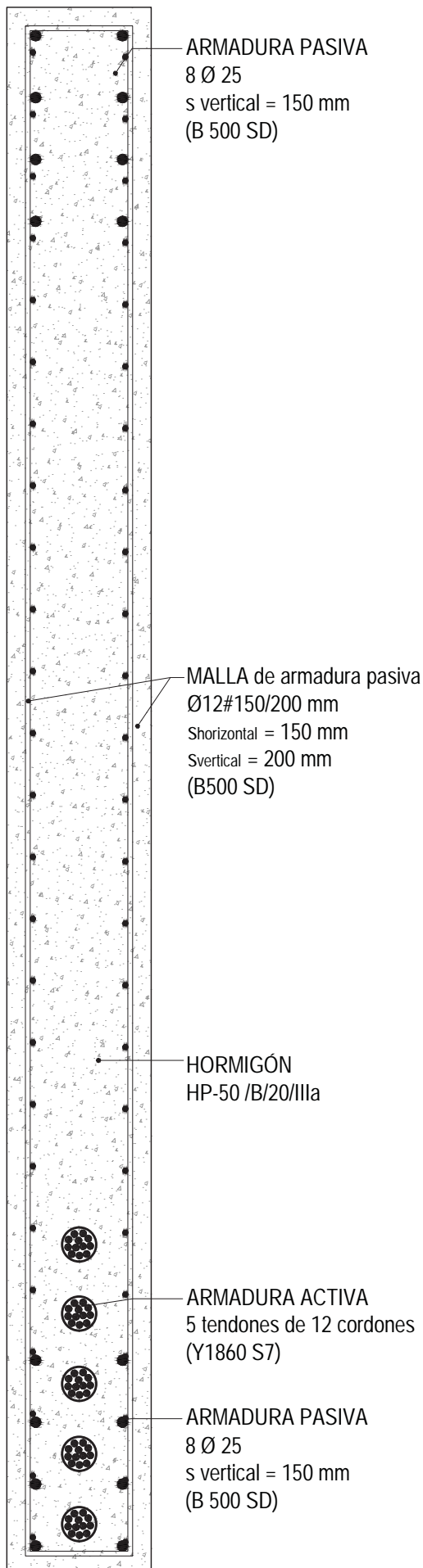
Cara comprimida = 30% cara traccionada

INFERIOR

ARMADURA PASIVA	Ø	25
As, área de un barra (arm. pasiva):	491	mm ²
Número de barras (arm. pasiva):	8	ud
	3928	mm ²

> 3724 mm²

Corresponde a la cara traccionada



ARMADO PASIVO

Se considera que ambas caras del muro pueden ser traccionadas, debido a que esta condición puede darse alternativamente dependiendo de que el viento sea de presión o de succión.

Se considera que armar con una mayor cuantía geométrica también la cara comprimida como viga favorece la ductilidad de la sección, por lo que se arman las caras traccionadas y comprimidas igual.

Se decide cumplir con todos los requisitos, ya que por el orden de ejecución no puede asegurarse que la presencia de los efectos del postesado y de la armadura pretensa actúen antes de que se desarrollen deformaciones térmicas o reológicas.

Se va a mallazos por facilidad constructiva, que serán pedidos con las terminaciones para que se puedan anclar sin dificultad, o se anclarán por medio de solape con otras barras en los extremos.

El armado final será el siguiente:

ARMADO HORIZONTAL Y VERTICAL DE LA VIGA-PARED (caras laterales):

HORIZONTAL: ϕ 12/150 mm

VERTICAL: ϕ 12/200 mm

#12/150.200 mm

ARMADO LONGITUDINAL DE LA VIGA - PARED (caras superior e inferior):

INFERIOR: 8 ϕ 25 (espesor del elemento : 35 cm)

SUPERIOR: 8 ϕ 25 (e. del elemento : 35 cm)

Se ha disminuido la separación entre armaduras a 150 mm en horizontal por criterios constructivos.

Detalle sección por el punto de máxima excentricidad de las lajas A y C.

LAJAS DE 6,8 M DE CANTO TOTAL

Cuantía geométrica mínima (EHE-08, Tabla 42.3.5)

Se podrán tener en cuenta las armaduras pretensas siempre que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica

MUROS

Armadura horizontal	1120	mm ²
Armadura vertical	315	mm ²

Corresponde a ambas caras

Corresponde a la cara traccionada

Cara comprimida = 30% cara traccionada

ARMADURA HORIZONTAL

ARMADURA PASIVA	{	12
As, área de un barra (arm. pasiva):		113 mm ²
Separación		200 mm
Número de barras (arm. pasiva):		5 ud
		565 mm ²

> 560 mm²

Corresponde a una sola cara

ARMADURA VERTICAL

ARMADURA PASIVA	{	12
As, área de un barra (arm. pasiva):		113 mm ²
Separación		333 mm
Número de barras (arm. pasiva):		3 ud
		339 mm ²

> 315 mm²

Corresponde a una sola cara

VIGAS**INFERIOR**

ARMADURA PASIVA	{	25
As, área de un barra (arm. pasiva):		491 mm ²
Separación		167 mm
Número de barras (arm. pasiva):		6 ud
		2946 mm ²

> 1999 mm²

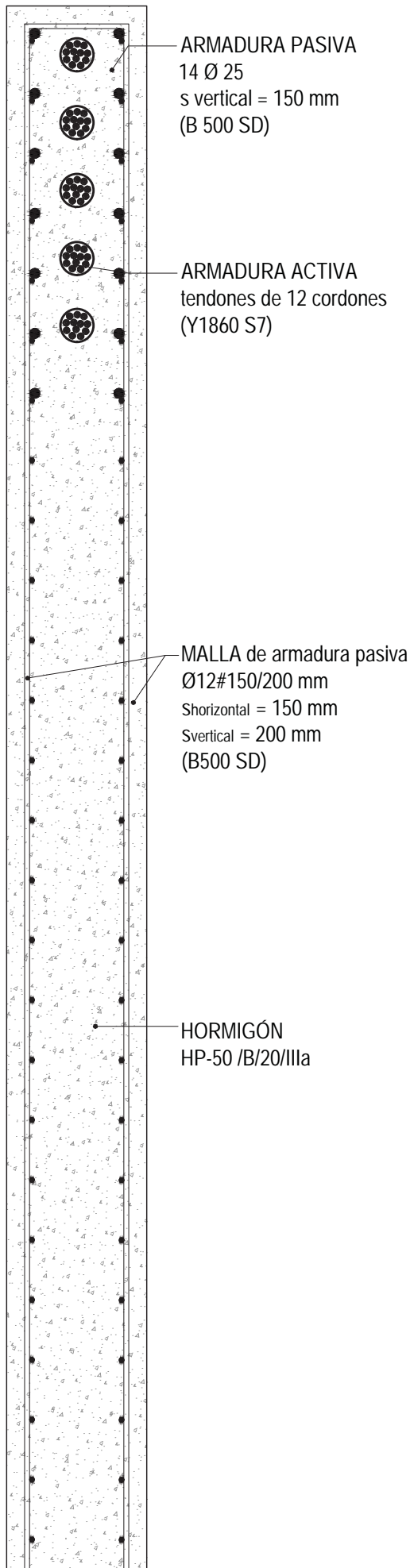
Cara comprimida = 30% cara traccionada

SUPERIOR

ARMADURA PASIVA	{	25
As, área de un barra (arm. pasiva):		491 mm ²
Separación		71 mm
Número de barras (arm. pasiva):		14 ud
		6874 mm ²

> 6664 mm²

Corresponde a la cara traccionada



ARMADO PASIVO

Se considera que ambas caras del muro pueden ser traccionadas, debido a que esta condición puede darse alternativamente dependiendo de que el viento sea de presión o de succión.

Se considera que armar con una mayor cuantía geométrica también la cara comprimida como viga favorece la ductilidad de la sección, por lo que se arman las caras traccionadas y comprimidas igual.

Se decide cumplir con todos los requisitos, ya que por el orden de ejecución no puede asegurarse que la presencia de los efectos del postesado y de la armadura pretensa actúen antes de que se desarrollen deformaciones térmicas o reológicas.

Se va a mallazos por facilidad constructiva, que serán perdidos con las terminaciones para que se puedan anclar sin dificultad, o se anclarán por medio de solape con otras barras en los extremos.

El armado final será el siguiente:

ARMADO HORIZONTAL Y VERTICAL DE LA VIGA-PARED (caras laterales):

HORIZONTAL: ϕ 12/150 mm

VERTICAL: ϕ 12/200 mm

#12/150.200 mm

ARMADO LONGITUDINAL DE LA VIGA - PARED (caras superior e inferior):

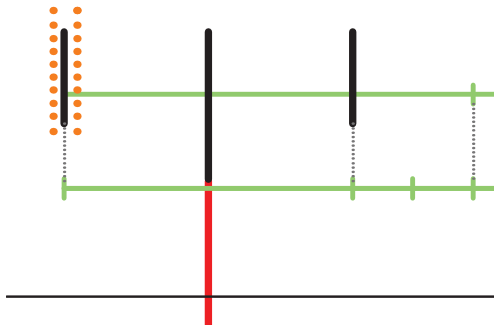
INFERIOR: 14 ϕ 25 (espesor del elemento : 35 cm)

SUPERIOR: 14 ϕ 25 (e. del elemento : 35 cm)

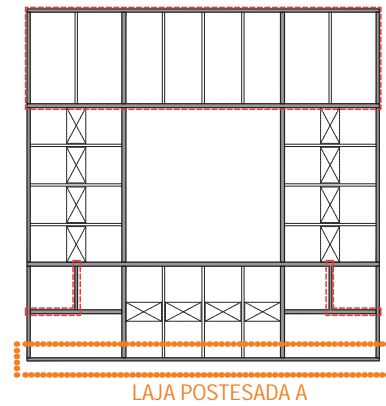
Se ha disminuido la separación entre armaduras por criterios que aluden al hecho de ser una pantalla en caso sísmico.

Detalle sección por el punto de máxima excentricidad de las
lajas B.

13.3. LAJA POSTESADA A



Sección zona biblioteca



13.3.1. GEOMETRÍA DEL ELEMENTO

DIMENSIONADO

Se estima el número de cordones necesario para las cargas previstas, e iterativamente se dimensiona el espesor de la viga partiendo del predimensionado de 35 cm.

- Tendones estándar / Anclaje activo-activo

Tendones adherentes estándar de máximo 12 cordones. La excentricidad máxima que se podría alcanzar en el punto de máxima sollicitación de momento respetando recubrimientos y separaciones mínimas (12 cordones x 6 tendones) sería:

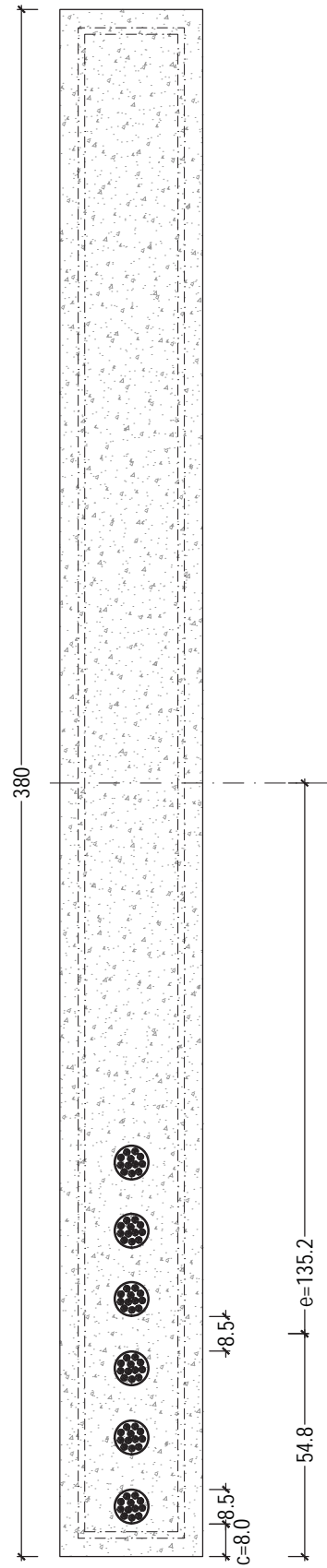
$$6 \times 12C15 : e_{\text{màx}} = 1.35 \text{ m}$$

Nº de cordones : 6 vainas x 12 cordones = 72 cordones

DIMENSIÓN VIGA

h, altura de la viga:	3.80 m
b, anchura de la viga:	0.35 m
A, área sección:	1.33 m ²
I, inercia:	1.6004 m ⁴
W superior:	0.8423 m ³
W inferior:	0.8423 m ³
e màx, excentricidad màxima	1.35 m
rs, recubrimiento armadura pasiva:	0.200 m
d, canto útil armadura pasiva:	3.600 m
rp, recubrimiento armadura activa:	0.55 m
d, canto útil armadura activa =	3.250 m
l, luz:	44.00 m

Geometría de la sección:
Cotas en cm



13.3.2. COMPROBACIÓN DE LA APTITUD AL SERVICIO

DEFORMACIONES

Se considera cumplido este requisito según lo expuesto en el apartado "Validez general a deformación".

FISURACIÓN

Diagrama de tensiones S11 [N/mm²]:
COMB FRECUENTE (ELS)

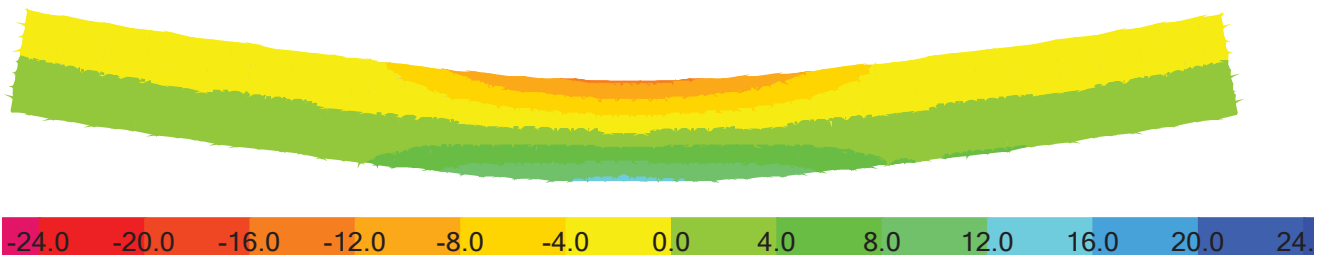
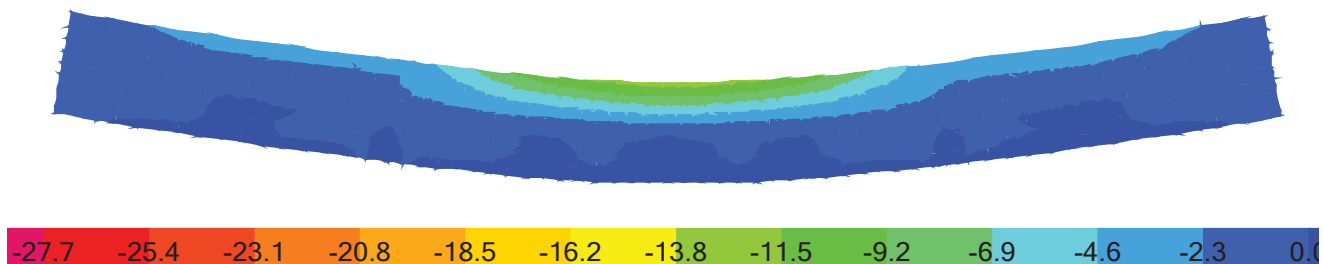
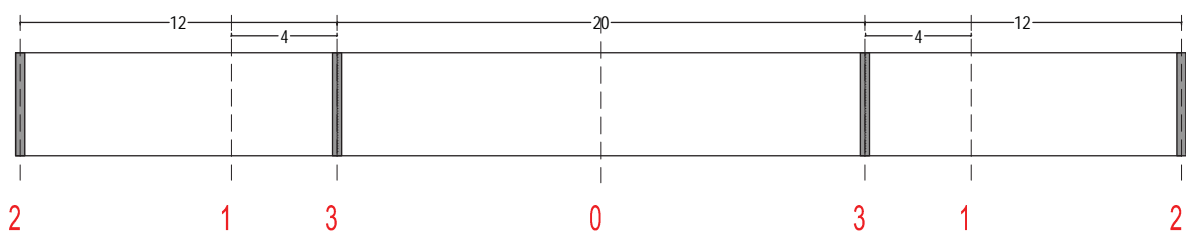


Diagrama de tensiones SMin [N/mm²]:
COMB FRECUENTE (ELS)



Se dimensionan y trazan los cordones con los valores extraídos con las tensiones que facilita SAP 2000.

ANÁLISIS POSTESADO PUNTO A PUNTO DE LA VIGA:



Análisis punto 0

PUNTO 0 : Máx tensión a compensar

Punto 0

1. Peso propio	(+) = tracc. (-) = comp.	(+) = tracc. (-) = comp.
C.p.s. en ELS:	1.00	
C.p.s. en ELU:	1.35	
Axil característico:	0.0 kN	
Momento característico:	2443 kN·m	
Axil de cálculo en ELS =	0 kN	
MPP Momento de cálculo en ELS =	2443 kN·m	

2. Carga Permanente	(+) = tracc. (-) = comp.	(+) = tracc. (-) = comp.
C.p.s. en ELS:	1.00	
C.p.s. en ELU:	1.35	
Axil característico:	0.0 kN	
Momento característico:	7328 kN·m	
Axil de cálculo en ELS =	0 kN	
MCM Momento de cálculo en ELS =	7328 kN·m	

3. Sobrecargas de uso	(+) = tracc. (-) = comp.	(+) = tracc. (-) = comp.
C.p.s. en ELS:	1.00	
C.p.s. en ELU:	1.50	
Axil característico:	0.0 kN	
Momento característico:	2274 kN·m	
Axil de cálculo en ELS =	0 kN	
Mscu Momento de cálculo en ELS =	2274 kN·m	

0. Postesado Inicial	(+) = tracc. (-) = comp.	(+) = tracc. (-) = comp.
C.p.s. en ELS equilibrio favorable:	0.90	
C.p.s. en ELS equilibrio desfavorable:	1.10	
C.p.s. en ELU:	1.00	
Coefficiente de pérdidas instantaneas:	0.80	
Coefficiente de pérdidas diferidas:	0.60	

Momento a compensar	9771 kN·m
e máx, excentricidad máxima	1.35 m
P_{∞}	7237.8 kN
F_p	12063.0 kN
σ_p	1302 N/mm ²
A_0	9265 mm ²

CORDONES	
Ap, área de un cordón:	140 mm ²
N. cordones min necesario en el ancho «b»:	66.2 ud
Cordones a usar	72 ud
A	10080 mm ²
F_p	13124 kN
P_{∞}	7874 kN
$M_{p\infty}$	10631 kN

Axil de un cordón =	-182 kN
Fp Axil de todos los cordones =	-13124 kN
Po Axil en ELS pérd. Inst. =	-10499 kN
P∞ Axil en ELS con pérd. dif. =	-7874 kN
Momento de un cordón (valor medio) =	-246 kN·m
MFP Momento de todos los cordones =	-17718 kN·m
MPO Momento en ELS Pérd. Inst. =	-14174 kN·m
MP∞ Momento en ELS con pérd. dif. =	-10631 kN·m

El momento es positivo si comprime la fibra superior
El axil es positivo si tracciona a la sección

RESUMEN DE TENSIONES POR CARGA

E.L.S.	σ inferior	σ superior
	N/mm ²	N/mm ²
[1]. Peso propio	2.9	-2.9
[2]. Carga Permanente	8.7	-8.7
[3]. Sobrecargas de uso	2.7	-2.7
[*]. Elem. estructurales	7.2	-7.2
Postesado Inicial	-24.7	8.9
Postesado Final	-18.5	6.7

COMPROBACIÓN DE TENSIONES

Cordones		72			
Punto 0	ESTADO DE CARGA	N	M	s inferior	s superior
		KN	KNm	N/mm ²	N/mm ²
VACÍO	PP	0	2443	3	-3
	EE (solo elem. estructurales)	0	6065	7.2	-7.2
	Po	-10499	-14174	-24.7	8.9
PP + EE + 1.1Po	VACÍO			-17.1	-0.3
FRECUENTE	PP	0	2443	3	-3
SIN SC USO	CM	0	7328	7.2	-7.2
	P ∞	-7874	-10631	-18.5	6.7
PP + CM + 0.9 P ∞	FRECUENTE			-6.6	-4.7
FRECUENTE	PP	0	2443	3	-3
HABITUAL	CM	0	7328	8.7	-8.7
	SCU	0	2274	2.7	-2.7
	P ∞	-7874	-10631	-18.5	6.7
PP + CM + 0.7 SCU + 0.9 P ∞	FRECUENTE			-3.2	-7.5

Se confirma que para la combinación frecuente la sección está siempre comprimida y dentro de los límites de compresión.

Análisis punto 1

DIMENSIÓN VIGA

h, altura de la viga:	3.80 m
b, anchura de la viga:	0.35 m
A, área sección:	1.33 m ²
I, inercia:	1.6004 m ⁴
W superior:	0.8423 m ³
W inferior:	0.8423 m ³
e máx, excentricidad máxima	0.40 m
rs, recubrimiento armadura pasiva:	0.200 m
d, canto útil armadura pasiva:	3.600 m
rp, recubrimiento armadura activa:	1.50 m
d, canto útil armadura activa =	2.300 m
l, luz:	44.00 m

Punto 1

1. Peso propio	(+) = tracc. (-) = comp.	(+) = tracc. (-) = comp.
C.p.s. en ELS:	1.00	
C.p.s. en ELU:	1.35	
Axil característico:	0.0 kN	
Momento característico:	1179 kN·m	
Axil de cálculo en ELS =	0 kN	
MPP Momento de cálculo en ELS =	1179 kN·m	

2. Carga Permanente	(+) = tracc. (-) = comp.	(+) = tracc. (-) = comp.
C.p.s. en ELS:	1.00	
C.p.s. en ELU:	1.35	
Axil característico:	0.0 kN	
Momento característico:	1937 kN·m	
Axil de cálculo en ELS =	0 kN	
MCM Momento de cálculo en ELS =	1937 kN·m	

3. Sobrecargas de uso	(+) = tracc. (-) = comp.	(+) = tracc. (-) = comp.
C.p.s. en ELS:	1.00	
C.p.s. en ELU:	1.50	
Axil característico:	0.0 kN	
Momento característico:	590 kN·m	
Axil de cálculo en ELS =	0 kN	
Mscu Momento de cálculo en ELS =	590 kN·m	

0. Postesado Inicial	(+) = tracc. (-) = comp.	(+) = tracc. (-) = comp.
C.p.s. en ELS equilibrio favorable:	0.90	
C.p.s. en ELS equilibrio desfavorable:	1.10	
C.p.s. en ELU:	1.00	
Coeficiente de pérdidas instantaneas:	0.80	
Coeficiente de pérdidas diferidas:	0.60	

Momento a compensar	3117 kN·m
e máx, excentricidad máxima	0.40 m
P_{∞}	7791.6 kN
F_p	12986.0 kN
σ_p	1302 N/mm ²

A_0	9974 mm ²
-------	----------------------

CORDONES	
Ap, área de un cordón:	140 mm ²
N. cordones min necesario en el ancho «b»:	71.2 ud
Cordones a usar	72 ud
A	10080 mm ²
F_p	13124 kN
P_{∞}	7874 kN
$M_{p\infty}$	3150 kN

Axil de un cordón =	-182 kN
Fp Axil de todos los cordones =	-13124 kN
Po Axil en ELS pérd. Inst. =	-10499 kN
P∞ Axil en ELS con pérd. dif. =	-7874 kN
Momento de un cordón (valor medio) =	-73 kN·m

MFP Momento de todos los cordones =	-5250 kN·m
MPo Momento en ELS Pérd. Inst. =	-4200 kN·m
MP∞ Momento en ELS con pérd. dif. =	-3150 kN·m

El momento es positivo si comprime la fibra superior
El axil es positivo si tracciona a la sección

RESUMEN DE TENSIONES POR CARGA

E.L.S.	σ inferior	σ superior
	N/mm ²	N/mm ²
[1]. Peso propio	1.4	-1.4
[2]. Carga Permanente	2.3	-2.3
[3]. Sobrecargas de uso	0.7	-0.7
[*]. Elem. estructurales	2.4	-2.4
Postesado Inicial	-12.9	-2.9
Postesado Final	-9.7	-2.2

COMPROBACIÓN DE TENSIONES

Cordones		72			
Punto 1	ESTADO DE CARGA	N	M	s inferior	s superior
		KN	KNm	N/mm ²	N/mm ²
VACÍO	PP	0	1179	1	-1
	EE (solo los elem. estructural	0	2022	2.4	-2.4
	Po	-10499	-4200	-12.9	-2.9
PP + EE + 1.1Po	VACÍO			-10.4	-7.0
FRECUENTE	PP	0	1179	1	-1
SIN SC USO	CM	0	1937	2.4	-2.4
	P ∞	-7874	-3150	-9.7	-2.2
PP + CM + 0.9 P ∞	FRECUENTE			-4.9	-5.5
FRECUENTE	PP	0	1179	1	-1
HABITUAL	CM	0	1937	2.3	-2.3
	SCU	0	590	0.7	-0.7
	P ∞	-7874	-3150	-9.7	-2.2
PP + CM + 0.7 SCU + 0.9 P ∞	FRECUENTE			-4.5	-6.2

Se ha comprobado que todos los puntos relevantes estén en situaciones admisibles durante todos los estados de carga de la estructura.

Se han considerado pérdidas mayores de las reales, para tener de alguna forma en cuenta que, debido a los esfuerzos hiperestáticos y a la imposibilidad de evitarlos, se producirán esfuerzos que minimizarán los favorables del postesado aplicado.

Se analizan algunos puntos más para conseguir un trazado inicial.

Se procede a analizar las pérdidas pormenorizadamente en el punto "0", y posteriormente la laja partiendo de estos resultados en el programa informático.

ANÁLISIS DETALLADO DE LAS PÉRDIDAS

A continuación se analizan las pérdidas en la sección central:

Po	Fuerza de pretensado de todos los cordones	13124 kN
σ_p	Tensión del acero sin pérdidas	1302 N/mm ²

Δp totales	Pérdidas total = P inst + P dif Art 20.2.2 EHE 08	5044 kN 38.4 % Po
--------------------	--	------------------------------------

P _∞		8080.4 kN
----------------	--	------------------

Δp_i	Pérdidas instantáneas Art 20.2.2.1 EHE 08	2752 kN 21.0 % Po
--------------	--	------------------------------------

Δp_1	Pérdidas por rozam. a lo largo del conducto de pret.	2304 kN 17.6 % Po
--------------	--	------------------------------------

$$\Delta P_1 = P_0 \left[1 - e^{-(\mu\alpha + Kx)} \right]$$

ADHERENTE
ACTIVO/ACTIVO

μ	Coeficiente de rozamiento en curva	0.1600 -
k	Coeficiente de rozam. parásito, por metro	0.0070 1/m
α	Suma de los valores absolutos de las variaciones angulares que describe el tendón en la distancia x	0.2442 rad
x	Distancia entre la sección considerada y el anclaje activo que condiciona la tensión en la misma	22 m

Dependiente de si se tesa a un lado o a los dos lados

Δp_2	Pérdidas por penetración de cuñas en los anclajes	261 kN 2.0 % Po
--------------	---	----------------------------------

$$\Delta P_2 = \frac{a}{L} E_p A_p$$

a	Penetración de la cuña	6 mm
Generalmente se puede garantizar una penetración de cuñas entre 3-6 mm aunque puede llegar hasta 12 mm.		
L	longitud del tendón	44000 mm
E _p	Módulo de deform long de la arm activa	190000 N/mm ²
A _p	Sección de la armadura activa	10080 mm ²

Independientes de si se tesa a un lado o a los dos lados

Δp_3	Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón	187 kN 1.4 % Po
--------------	---	----------------------------------

$$\Delta P_3 = \sigma_{cp} \frac{n-1}{2n} \frac{A_p E_p}{E_{cj}}$$

σ_{cp}	Tensión de compresión a nivel de las armaduras activas producida por la fuerza Po- $\Delta P_1 - \Delta P_2$	7.9 N/mm ²
n	Número de tendones que se tesan sucesivamente	12 tendones
A _p	Sección de la armadura activa	10080 mm ²
E _p	Módulo de deform long de la arm activa	190000 N/mm ²
E _{cj}	Módulo de deform long del H para la edad j correspondiente a la puesta en carga de las armaduras activas	37278 N/mm ²
Diferencia de tensión debido a la fluencia		19 N/mm ²

Considerar a falta de datos más precisos: E_p/E_{cj}=6 (o E_p/E_{cj}= 8)

Δp_i	Pérdidas diferidas	2291	kN
	Art 20.2.2.2 EHE 08	17.5	% Po

$$\Delta P_{dif} = \frac{n\varphi(t, t_0) \sigma_{cp} + E_p \varepsilon_{cs}(t, t_0) + 0,80 \Delta \sigma_{pr}}{1 + n \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c y_p^2}{I_c} \right) (1 + \chi \varphi(t, t_0))} A_p$$

Ic	Inercia del hormigón	2.E+12 mm2
Ac	Sección del hormigón	1330000 mm2
n	Coeficiente de equivalencia= Ep/Ec	5 N/mm2
	Considerar a falta de datos más precisos: Ep/Ecj=6 (o Ep/Ecj= 8)	
y _p = exc	Dist del cdg arm activas al cdg de la sección	1350 mm
φ (t,t ₀)	Coef de fluencia en el momento de tesado H	3 -
ε (t,t ₀)	Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado	0.00025 mm/mm
□ _{cp}	Tensión de compresión al nivel arm activas, producida por el pretensado, el peso propio y la carga muerta	N/mm2 -11
χ	Coef de envejecimiento	0.80 -
	Para evaluaciones a tiempo infinito puede adoptarse 0,8	
Δ□ _{pr}	Pérdida por relajación a longitud constante	7.50 N/mm2
ρ _f	Relaj. a las 1000000 h (Art 38.9 EHE coment)	7.3 -
P _{ki}	Pretensado característico	10372 kN

$$\rho(t) = \rho_{1.000} \left(\frac{t}{1.000} \right)^k$$

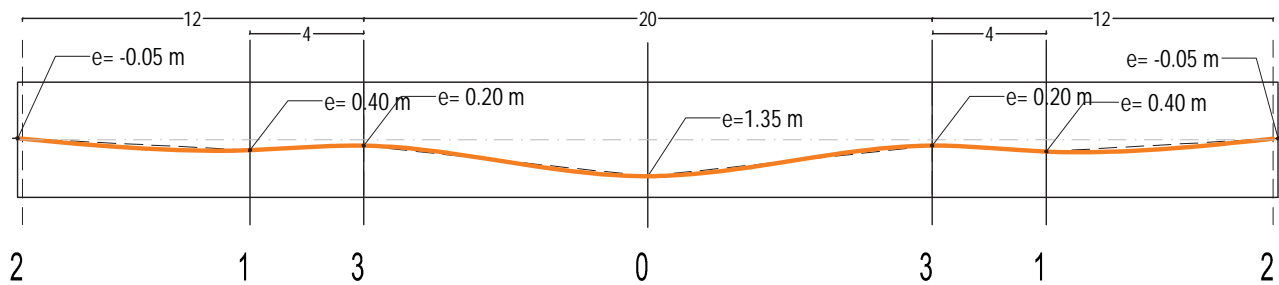
$$k = \log \left(\frac{\rho_{1.000}}{\rho_{100}} \right) = \log 1,429$$

□ _p	Tensión inicial	1302 N/mm ²
K	log (relajación a 1000h/rel. a 100h)	0.15 -
ρ _{1000h}	Relaj. a las 1000 h (Tabla 38.9.a EHE coment	2.50 -
	Se toma valor de catálogo	
ρ _{1000000h}	Relaj. a las 10000 h	7.29 -

Las pérdidas son del orden de las previstas por lo que se continua con el dimensionado.

TRAZADO DE LOS TENDONES Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Del predimensionado anterior manual de los tendones se extrae el siguiente trazado:



Se define el trazado de los tendones en el programa informático de la siguiente forma:

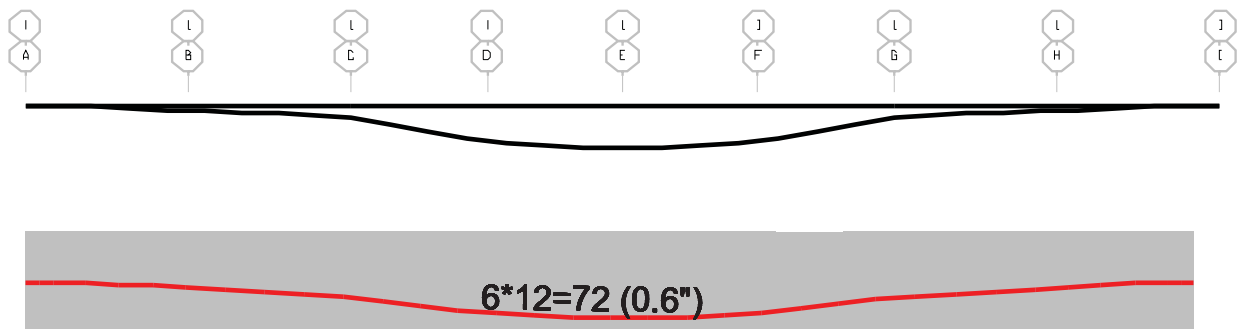
1. Se crea el material tendón
2. DEFINE > SECTION PROPERTY > TENDON SECTION
3. DRAW > TENDON > (Se clicla el primer y el último punto)
4. QUICK START > 3 SPAN > PARABOLIC TYPE
5. TENDON LOADS > ADD > BOTH EXTREMES (ambos anclajes son activos en este caso)

TENDON LOAD ASSIGNMENT > DATA FOR LINE OBJECT > Se introducen los valores de las pérdidas.

Se tiene en cuenta que el primer tramo, de aproximadamente un metro, debe ser recto a la hora de trazar los tendones en SAP.

Tras un proceso iterativo de comprobación de las distintas situaciones pésimas se define el trazo final de los tendones.

TRAZADO FINAL DE LOS TENDONES:



Se alcanza un trazado que cumple los requisitos con SAP 2000 con unas pérdidas instantáneas del 20 % y unas diferidas del 15 %. Finalmente, se introducen los valores de las pérdidas reales calculadas.

Tendon Layout Data

Point ID	Segment Type From Point (n - 1) to Point(n)	1 Coord mm	2 Coord mm	3 Coord mm
1		0.	0.	0.
1	Start of Tendon	0.	0.	0.
2	Linear	1000.	0.	0.
3	Parabola Intermediate Point	6000.	-200.	0.
4	Parabola End Point	12000.	-500.	0.
5	Parabola Intermediate Point	22000.	-1350.	0.
6	Parabola End Point	32000.	-650.	0.
7	Parabola Intermediate Point	38000.	-250.	0.

Notes: 1. Parabolic and circular 'intermediate point' segments use points (n-1), (n) and (n+1).
2. Parabolic and circular 'end point' segments use points (n-2), (n-1) and (n).

Buttons: Quick Start..., Parabolic Calculator..., Insert Above, Insert Below, Modify, Delete, Delete All

Tendon Layout Display

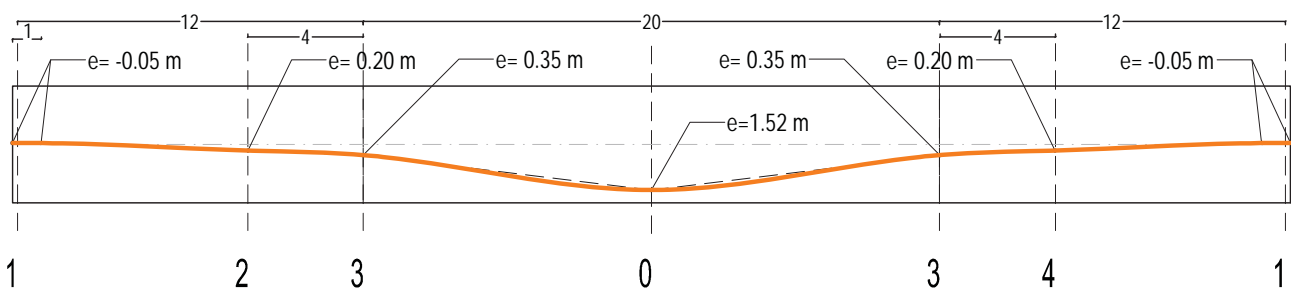
Tendon Layout Display Options

☒ Show 1-2 Axes
☐ Show 1-3 Axes
☐ Show 2-3 Axes

Snap Option

☐ No Snap
☒ Snap To Tendon

Para la definición del tendón hay que introducir tanto el área total de los cordones ($72 \times 140 \text{ mm}^2$) como el tipo de acero (S 1860).

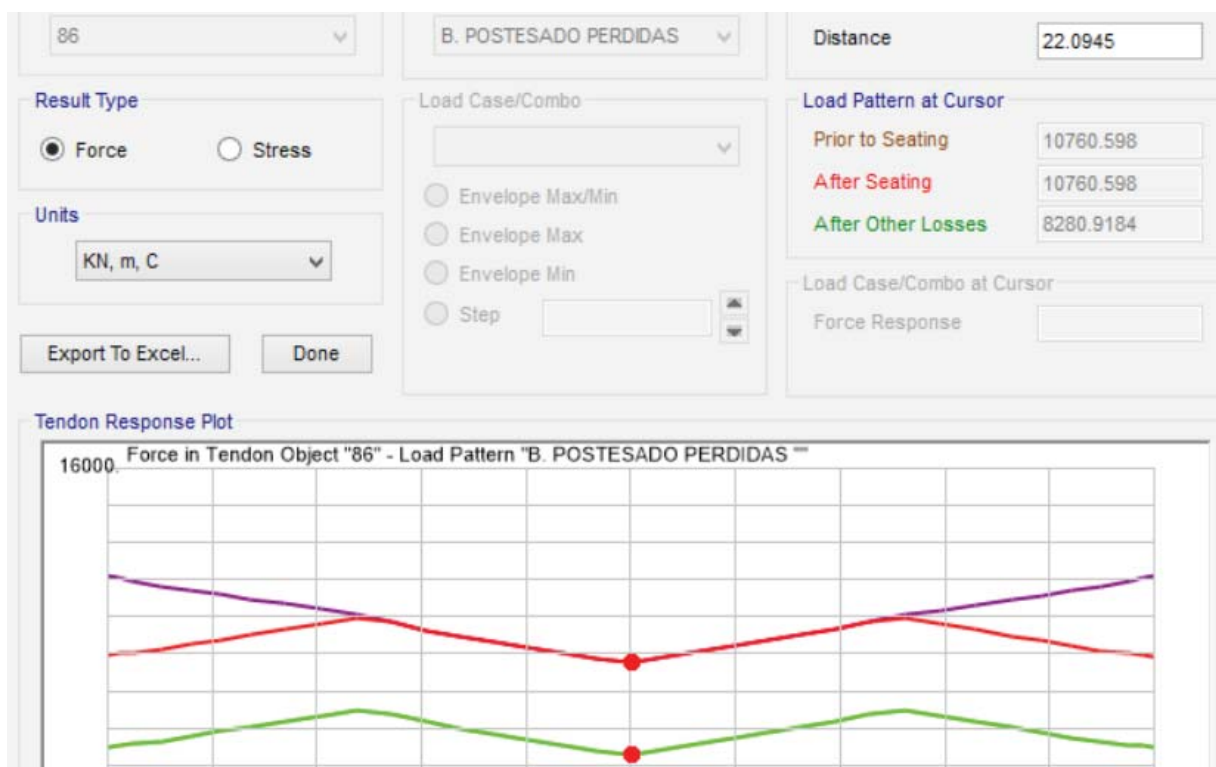


Para la definición del postesado hay que introducir tanto las pérdidas como la fuerza de tesado. Se facilitan los siguientes valores al programa:

Tendon Load	
Load Pattern	B. POSTESADO PERDIDAS
Jack from this Location	I-End (Start) of Tendon
Tendon Load Type	Stress
Tendon Stress	1302 MPa
Friction and Anchorage Losses	
Curvature Coefficient	0.16
Wobble Coefficient	0.007 1/mm
Anchorage Set Slip	6 mm
Other Loss Parameters	
<i>Note: When tendons are modeled as elements, the Other Loss Parameters (elastic, creep, shrinkage and relaxation losses) apply in addition to the losses computed by analysis.</i>	
Elastic Shortening Stress	19 MPa

Al introducir estos datos el programa da la posibilidad de analizar las pérdidas resultantes gráficamente. Las pérdidas diferidas se introducen con su valor de pérdida de tensión, ya que el programa no las estima : 227 N/mm². Se comprueba que la diferencia entre las estimadas manualmente y las que estima el programa sean similares.

La fuerza de pretensado a plazo infinito estimada manualmente era de 8080 kN, mientras que en el programa ha dado un resultado de 8281 kN .Se considera una diferencia aceptable. El resultado es válido, puesto que las mayores diferencias son debidas al coeficiente de rozamiento en curva, que al haberse introducido en el programa unos datos del trazado del tendón más real puede calcularlos con mayor precisión.



VERIFICACIÓN DE LAS TENSIONES

Para la comprobación de la situación de vacío se crea una situación intermedia artificiosa, donde las pérdidas diferidas son 0, para poder comprobar el momento en el que solo han tenido lugar las pérdidas instantáneas y la ejecución de los elementos estructurales.

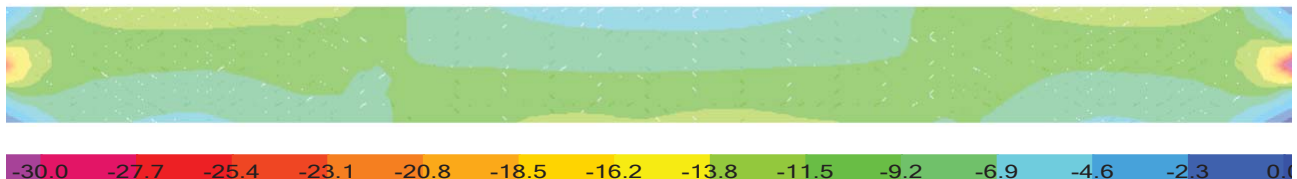
No se comprueba la situación final únicamente con la carga permanente por ser más favorable.

VACÍO . Postesado de todos los cordones y cargas de los elementos estructurales

FINAL. Postesado de todos los cordones y combinación frecuente de cargas.

VACÍO

Diagrama de tensiones S11 [N/mm²]:



FINAL

Diagrama de tensiones S11 [N/mm²]:

Comb de acciones frecuente

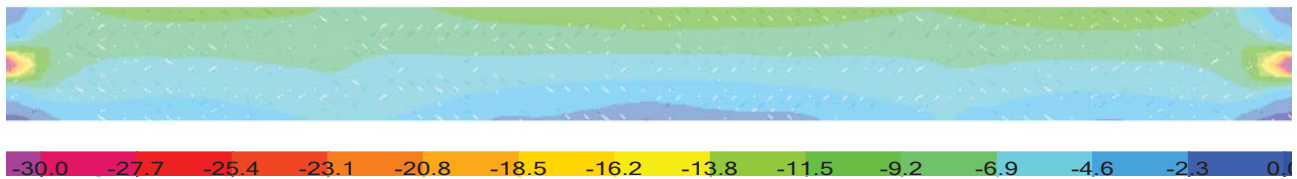
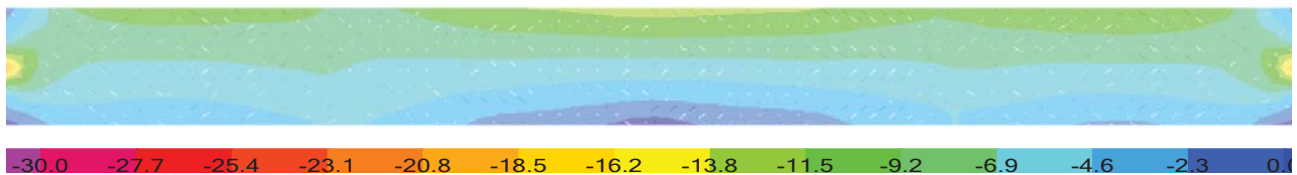


Diagrama de tensiones S11 [N/mm²]:

Comb de acciones característica



SITUACIÓN VÁLIDA EN AMBIENTE III:

MÁXIMA TRACCIÓN ADMISIBLE (0 N/mm²)

MÁXIMA TRACCIÓN ALCANZADA (0 N/mm²)

Combinación de acciones frecuente

MÁXIMA COMPRESIÓN ADMISIBLE HP-50 (-30 N/mm²)

MÁXIMA COMPRESIÓN ALCANZADA (-12.6 N/mm²)

Combinación de acciones característica

La tensión máxima a compresión únicamente es superada en las zonas de anclaje, que realmente están mal modeladas, porque la tensión estará repartida según el número de tendones, en este caso 6. Se han de que analizar las tensiones principales con los tendones más distribuidos.

Este elemento finalmente se resuelve con 5 tendones.

13.3.3. COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN

Se comprueba la resistencia a flexión de la sección, que por tener un canto tan elevado se espera no sea limitativa.

Puesto que finalmente se colocan 5 tendones se comprueba la resistencia con ese armado

Análisis ELU (Resumen)

Md, momento de cálculo en ELU = (sin postesado)	15000 kN·m
Mu, momento último resistido =	41274 kN·m
Md < Mu: LA SECCION ES VÁLIDA	

Proceso Iterativo ELU

Md, momento de cálculo en ELU = (sin postesado)	15000 kN·m	
fcd·b =	11666.7 kN/m	
As, área de armadura pasiva =	0.0039 m ²	
Ap, área de armadura activa =	0.0084 m ²	
Fs, armadura pasiva =	1708 kN	
Fp, armadura activa =	13586 kN	>> P _∞
y, altura cabeza de compresiones =	1.311 m	
x, profundidad de la fibra neutra =	1.639 m	
Mu, momento último resistido =	40278.5 kN·m	
Md < Mu: LA SECCION ES VÁLIDA		
ε _s , deform. de la armadura pasiva =	0.0042 tanto por 1	
ε _y , alargamiento correspondiente al límite elástico de la arm. pasiva =	0.0021 tanto por 1	
O.K.: La armadura pasiva ha plastificado.		
M		
ε _p , deform. de la armadura activa =	0.0034 tanto por 1	
Def. Pret. Tinf. =	0.0041 tanto por 1	
Def. hormigón debida al pretensado =	0.0003 tanto por 1	
Deform. total de armadura activa =	0.0079 tanto por 1	
ε _y , alargamiento correspondiente al límite elástico de la arm. activa =	0.0085 tanto por 1	
Análisis No válido.		

$0,8 \cdot f_{cd} \cdot b =$	11666.7 kN/m
A_s , área de armadura pasiva =	0.0039 m ²
A_p , área de armadura activa =	0.0084 m ²
F_s , armadura pasiva =	3679 kN
F_p , armadura activa =	11773 kN
y , altura cabeza de compresiones =	1.324 m
x , profundidad de la fibra neutra =	1.656 m
M_u , momento último resistido =	41273.6 kN·m
Md < Mu: LA SECCION ES VÁLIDA	
ϵ_s , deform. de la armadura pasiva =	0.0041 tanto por 1
ϵ_s , alargamiento de la arm. Pasiva considerado =	0.0041 tanto por 1
O.K.: Convergencia alcanzada.	
ϵ_p , deform. de la armadura activa =	0.0034 tanto por 1
Def. Pret. Tinf. =	0.0041 tanto por 1
Def. hormigón debida al pretensado =	0.0003 tanto por 1
Deform. total de armadura activa =	0.0078 tanto por 1
ϵ_p , alargamiento de la arm. Activa considerado =	0.0078 tanto por 1
O.K.: Convergencia alcanzada.	

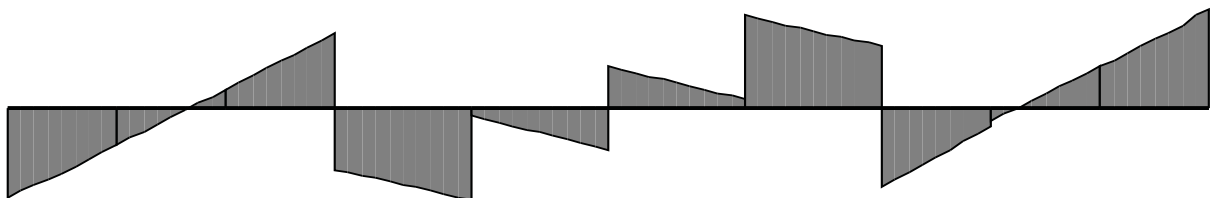
Efectivamente no es limitativa.

COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE

Solicitaciones

Diagrama de cortante [adimensional]:

Situaciones permanentes o transitorias incluida la componente vertical del postesado.



Por medio de la integración de las tensiones normales en bastantes puntos de la laja se ha comprobado que esta es la forma correcta del diagrama y se le han podido asignar valores.

En primer lugar, se comprueba la resistencia del elemento sin armadura a cortante, a pesar de que por tener las dimensiones habituales de un muro deberá de tener una cuantía mínima de armado vertical, que colaborará en resistencia a cortante. Al estar toda la sección comprimida en situación frecuente se puede considerar que la pieza está sin fisurar. La expresión para zonas no fisuradas es aplicable a secciones pretensadas en zonas de escaso momento flector.

Puesto que la situación de máximo cortante se da en zonas donde el momento es próximo a 0, en los extremos de la pieza, y nunca en las zonas centrales del elemento, que es donde según el diagrama de momento se puede observar que podrían aparecer fisuras en alguna situación, se aplica la expresión para zonas sin fisurar y se evalúa la necesidad de colocar armadura de cortante superior a la mínima.

$$V_{Rd\text{ máx}} = V_d + V_{pd} \approx 850 \text{ kN}$$

Geometría en la sección central del elemento.

Se considera el canto útil desde el centro de gravedad de las armaduras activas del lado de la seguridad.

GEOMETRÍA VIGA

h (canto total)	3800 mm
r (recubrimiento) [EHE-08 art.37.2.4)	550 mm
d (canto útil)	3250 mm
b (ancho superior)	350 mm
bw (ancho alma, inferior)	350 mm

Comprobación del agotamiento por tracción oblicua en el alma

Esta comprobación se puede realizar en una sección situada a una distancia de un canto útil "d" del borde del apoyo directo en zonas no fisuradas, y en una sección a una distancia del borde del apoyo; que se corresponde con la intersección del eje longitudinal que pasa por el centro de gravedad de la sección con una línea a 45 ° que parte del borde del apoyo. Sin embargo, como no es restrictiva se comprueba al borde del apoyo, y así se da un margen de seguridad ante una rotura frágil por cortante.

COMPROBACIÓN AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN OBLICUA EN EL ALMA

$$V_d \leq V_{u2}$$

SIN ARMADURA CORTANTE**ZONAS NO FISURADAS**

$$V_{u2} = \frac{I b_0}{S} \sqrt{(f_{ct,d})^2 + \alpha_l \sigma'_{cd} f_{ct,d}}$$

En piezas con zonas no fisuradas y con el alma comprimida, la resistencia a cortante debe limitarse según la resistencia a tracción del hormigón

Piezas sin armadura de cortante	Vu2
I; inercia de la sección	1.6E+12 mm ⁴
S, momento estatico de la mitad de la sección	6.3E+08 mm ³
α_l ; función del tipo de anclaje	1.00
$\alpha_l = 1$ para tendones anclados por adherencia	
$f_{ct,d}$	1.90 N /mm ²
σ'_{cd} ; tensión efectiva en el hormigón	4.93 N /mm ²
b_0 ; menor ancho que presente la sección	350 mm
σ_p , tensión de pret. después pérdidas	854 N /mm ²
ϕ armadura activa	103.4 mm

Vu2	3195 kN	>	850 kN
------------	----------------	-------------	---------------

Adicionalmente se comprueba lo que resiste el hormigón sin armar en las zonas fisuradas.

ZONAS FISURADAS

Piezas sin armadura de cortante	Vu2
$\xi < 2$	1.25
As (longitudinal)	9656 mm ²
$\rho < 0.02$	0.01
α_l	1.00
f_{ctd}	2.03 N /mm ²
$f_{cv} = f_{ck}$ (control directo)	50.00 N /mm ²
Posición del apoyo	Postesas
$\sigma'_{cd} < 0.3 f_{cd} < 12$ Mpa	4.93 N /mm ²

En apoyos interiores de estructuras continuas con armadura activa pasante no se considerará la contribución del axil de pretensado en el cálculo de Nd : armadura pretesas.

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0.15 \alpha_l \sigma'_{cd} \right] b_o d$$

Vu2	1436 kN
------------	---------

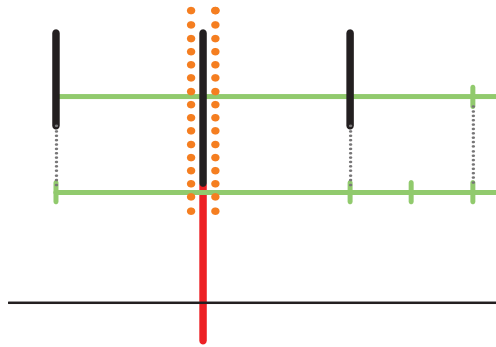
$$V_{u2} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{ck}^{1/2} + 0.15 \alpha_l \sigma'_{cd} \right] b_o d$$

Vu2 min	1403 kN
----------------	---------

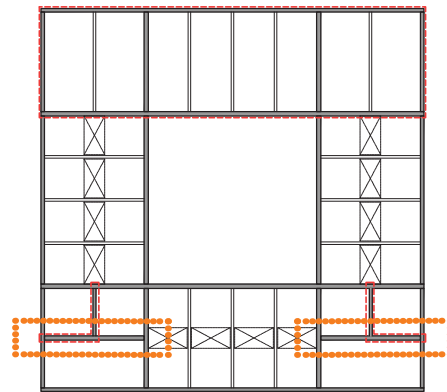
Vu2	1436 kN
------------	----------------

Incluso en el caso de estar fisurada la sección, con la aportación del hormigón únicamente sería suficiente para hacer frente a las solicitaciones, pues la sollicitación máxima en las zonas que podrían estar fisuradas es mucho menor.

13.4. LAJAS POSTESADAS B



Sección zona biblioteca



LAJAS POSTESADAS B

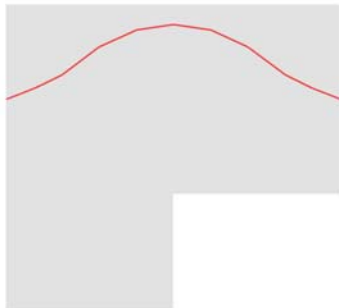
13.4.1. GEOMETRÍA DEL ELEMENTO

DIMENSIONADO

Se estima el número de cordones necesario para las cargas previstas e iterativamente se dimensiona el espesor de la viga partiendo del predimensionado de 35 cm.

- Tendones estándar / Anclaje activo-activo

Tendones adherentes estándar de máximo 12 cordones. La excentricidad máxima que se podría alcanzar en el punto de máxima sollicitación de momento respetando recubrimientos y separaciones mínimas (12 cordones x 7 tendones) sería:



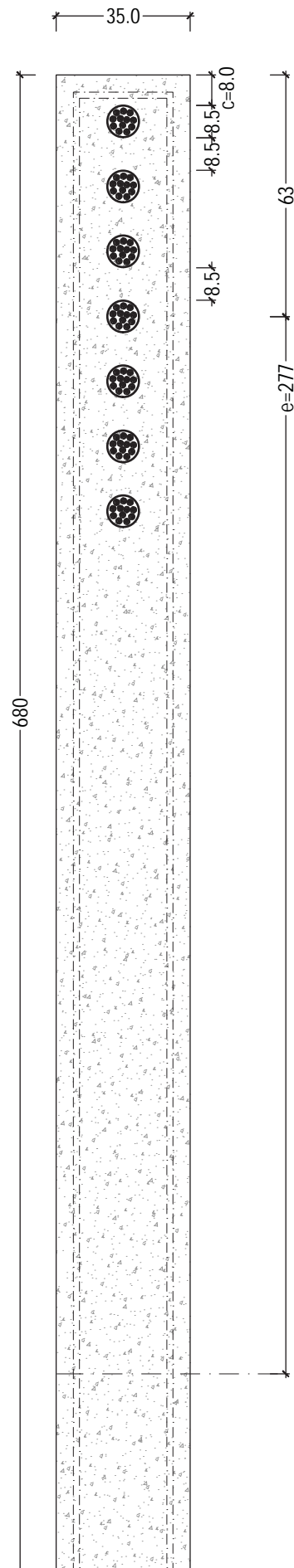
$$7 \times 12C15 : e_{\text{máx}} = 2.77 \text{ m}$$

$$\text{Nº de cordones} : 7 \text{ vainas} \times 12 \text{ cordones} = 84 \text{ cordones}$$

DIMENSIÓN VIGA

h, altura de la viga:	6.80 m
b, anchura de la viga:	0.35 m
A, área sección:	2.38 m ²
I, inercia:	9.1709 m ⁴
W superior:	2.6973 m ³
W inferior:	2.6973 m ³
e máx, excentricidad máxima	2.77 m
rs, recubrimiento armadura pasiva:	0.300 m
d, canto útil armadura pasiva:	6.500 m
rp, recubrimiento armadura activa:	0.63 m
d, canto útil armadura activa =	6.170 m
l, luz:	12.00 m

Geometría de la sección:
Cotas en cm



13.4.2. COMPROBACIÓN DE LA APTITUD AL SERVICIO

DEFORMACIONES

Se considera cumplido este requisito según lo expuesto en el apartado "Validez general a deformación".

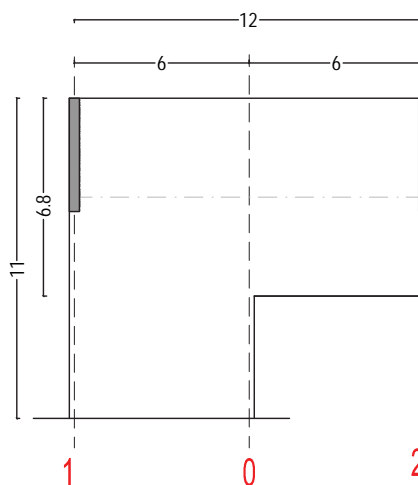
FISURACIÓN

Diagrama de tensiones S11 [N/mm²]:
COMB FRECUENTE (ELS)



Se dimensionan y trazan los cordones con los valores extraídos con las tensiones que facilita SAP 2000.

ANÁLISIS POSTESADO PUNTO A PUNTO DE LA VIGA:



Análisis punto 0

PUNTO 0 : Máx tensión a compensar

Punto 0

1. Peso propio	(+) = tracc. (-) = comp.	(+) = tracc. (-) = comp.
C.p.s. en ELS:	1.00	
C.p.s. en ELU:	1.35	
Axil característico:	0.0 kN	
Momento característico:	8901 kN·m	
Axil de cálculo en ELS =	0 kN	
MPP Momento de cálculo en ELS =	8901 kN·m	

2. Carga Permanente	(+) = tracc. (-) = comp.	(+) = tracc. (-) = comp.
C.p.s. en ELS:	1.00	
C.p.s. en ELU:	1.35	
Axil característico:	0.0 kN	
Momento característico:	17533 kN·m	
Axil de cálculo en ELS =	0 kN	
MCM Momento de cálculo en ELS =	17533 kN·m	

3. Sobrecargas de uso	(+) = tracc. (-) = comp.	(+) = tracc. (-) = comp.
C.p.s. en ELS:	1.00	
C.p.s. en ELU:	1.50	
Axil característico:	0.0 kN	
Momento característico:	4855 kN·m	
Axil de cálculo en ELS =	0 kN	
Mscu Momento de cálculo en ELS =	4855 kN·m	

0. Postesado Inicial	(+) = tracc. (-) = comp.	(+) = tracc. (-) = comp.
C.p.s. en ELS equilibrio favorable:	0.90	
C.p.s. en ELS equilibrio desfavorable:	1.10	
C.p.s. en ELU:	1.00	
Coeficiente de pérdidas instantaneas:	0.80	
Coeficiente de pérdidas diferidas:	0.60	

Momento a compensar	26434 kN·m
e máx, excentricidad máxima	2.77 m
P_{∞}	9542.9 kN
F_p	15904.9 kN
σ_p	1302 N/mm ²
A_0	12216 mm ²

CORDONES

Ap, área de un cordón:	140 mm ²
N. cordones min necesario en el ancho «b»:	87.3 ud
Cordones a usar	84 ud
A	11760 mm ²
F_p	15312 kN
P_{∞}	9187 kN
$M_{p\infty}$	25448 kN·m

Axil de un cordón =	-182 kN
Fp Axil de todos los cordones =	-15312 kN
Po Axil en ELS pérd. Inst. =	-12249 kN
P∞ Axil en ELS con pérd. dif. =	-9187 kN
Momento de un cordón (valor medio) =	-505 kN·m
MFP Momento de todos los cordones =	-42413 kN·m
MPo Momento en ELS Pérd. Inst. =	-33930 kN·m
MP∞ Momento en ELS con pérd. dif. =	-25448 kN·m

El momento es positivo si comprime la fibra superior
El axil es positivo si tracciona a la sección

RESUMEN DE TENSIONES POR CARGA

E.L.S.	σ inferior	σ superior
	N/mm ²	N/mm ²
[1]. Peso propio	3.3	-3.3
[2]. Carga Permanente	6.5	-6.5
[3]. Sobrecargas de uso	1.8	-1.8
[*]. Elem. estructurales	6.4	-6.4
Postesado Inicial	-17.7	7.4
Postesado Final	-13.3	5.6

COMPROBACIÓN DE TENSIONES

Cordones		84			
Punto 0	ESTADO DE CARGA	N	M	s inferior	s superior
		KN	KNm	N/mm ²	N/mm ²
VACÍO	PP	0	8901	3.3	-3.3
	EE (solo elem. estructurales)	0	17263	6.4	-6.4
	Po	-12249	-33930	-17.7	7.4
	VACÍO			-9.8	-1.5
PP + EE + 1.1 Po	PP	0	8901	3.3	-3.3
	CM	0	17533	6.4	-6.4
	P ∞	-9187	-25448	-13.3	5.6
	FRECUENTE			-2.3	-5.2
PP + CM + 0.9 P ∞	PP	0	8901	3.3	-3.3
	CM	0	17533	6.5	-6.5
	SCU	0	4855	1.8	-1.8
	P ∞	-9187	-25448	-13.3	5.6
PP + CM + 0.7 SCU + 0.9 P ∞	PP	0	8901	3.3	-3.3
	CM	0	17533	6.5	-6.5
	SCU	0	4855	1.8	-1.8
	P ∞	-9187	-25448	-13.3	5.6
PP + CM + 0.7 SCU + 0.9 P ∞	PP	0	8901	3.3	-3.3
	CM	0	17533	6.5	-6.5
	SCU	0	4855	1.8	-1.8
	P ∞	-9187	-25448	-13.3	5.6
PP + CM + 0.7 SCU + 0.9 P ∞	PP	0	8901	3.3	-3.3
	CM	0	17533	6.5	-6.5
	SCU	0	4855	1.8	-1.8
	P ∞	-9187	-25448	-13.3	5.6
PP + CM + 0.7 SCU + 0.9 P ∞	PP	0	8901	3.3	-3.3
	CM	0	17533	6.5	-6.5
	SCU	0	4855	1.8	-1.8
	P ∞	-9187	-25448	-13.3	5.6
PP + CM + 0.7 SCU + 0.9 P ∞	PP	0	8901	3.3	-3.3
	CM	0	17533	6.5	-6.5
	SCU	0	4855	1.8	-1.8
	P ∞	-9187	-25448	-13.3	5.6

Se confirma que para la combinación frecuente la sección está siempre comprimida y dentro de los límites de compresión.

Análisis punto 1 y 2

PUNTOS 1 y 2 : Momento próximo a 0. Excentricidad 0 m.

En estos puntos se repartirán los cordones de forma que se produzca compresión en toda la sección.

Se han considerado pérdidas mayores de las reales para tener, de alguna forma en cuenta que, debido a los esfuerzos hiperestáticos y a la imposibilidad de evitarlos, se producirán esfuerzos que minimizarán los favorables del postesado aplicado.

Se procede a analizar las pérdidas pormenorizadamente en el punto "0" y posteriormente la laja partiendo de estos resultados en el programa informático.

ANÁLISIS DETALLADO DE LAS PÉRDIDAS

A continuación, se analizan las pérdidas en la sección central:

P_0	Fuerza de pretensado de todos los cordones	15312 kN
σ_p	Tensión del acero sin pérdidas	1302 N/mm ²

Δp totales	Pérdidas total = P inst + P dif Art 20.2.2 EHE o8	6077 kN 39.7 % P_0
--------------------	--	---------------------------------------

P_∞	9234.7 kN
------------	------------------

Δp_i	Pérdidas instantáneas Art 20.2.2.1 EHE o8	4432 kN 28.9 % P_0
--------------	--	---------------------------------------

Δp_1	Pérdidas por rozam. a lo largo del conducto de pret.	3746 kN 24.5 % P_0
--------------	--	---------------------------------------

$$\Delta P_1 = P_0 \left[1 - e^{-(\mu\alpha + Kx)} \right]$$

ADHERENTE
ACTIVO/ACTIVO

μ	Coeficiente de rozamiento en curva	0.1600 -
k	Coeficiente de rozam. parásito, por metro	0.0070 1/m
α	Suma de los valores absolutos de las variaciones angulares que describe el tendón en la distancia x	1.4911 rad
x	Distancia entre la sección considerada y el anclaje activo que condiciona la tensión en la misma	6 m

Dependiente de si se tesa a un lado o a los dos lados

Δp_2	Pérdidas por penetración de cuñas en los anclajes	559 kN 3.6 % P_0
--------------	---	-------------------------------------

$$\Delta P_2 = \frac{a}{L} E_p A_p$$

a	Penetración de la cuña	3 mm
Generalmente se puede garantizar una penetración de cuñas entre 3-6 mm aunque puede llegar hasta 12 mm.		
L	longitud del tendón	12000 mm
E_p	Módulo de deform long de la arm activa	190000 N/mm ²
A_p	Sección de la armadura activa	11760 mm ²

Independientes de si se tesa a un lado o a los dos lados

Δp_3	Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón	127 kN 0.8 % P_0
--------------	---	-------------------------------------

$$\Delta P_3 = \sigma_{cp} \frac{n-1}{2n} \frac{A_p E_p}{E_{cj}}$$

σ_{cp}	Tensión de compresión a nivel de las armaduras activas producida por la fuerza $P_0 - \Delta P_1 - \Delta P_2$	4.6 N/mm ²
n	Número de tendones que se tesan sucesivamente	12 tendones
A_p	Sección de la armadura activa	11760 mm ²
E_p	Módulo de deform long de la arm activa	190000 N/mm ²
E_{cj}	Módulo de deform long del H para la edad j correspondiente a la puesta en carga de las armaduras activas	37278 N/mm ²
	Diferencia de tensión debido al acort elástico	11 N/mm ²

Considerar a falta de datos más precisos: $E_p/E_{cj}=6$ (o $E_p/E_{cj}=8$)

Δp_i	Pérdidas diferidas	1645	kN
	Art 20.2.2.2 EHE o8	10.7	% Po

$$\Delta P_{dif} = \frac{n\varphi(t, t_0) \sigma_{cp} + E_p \varepsilon_{cs}(t, t_0) + 0,80 \Delta \sigma_{pr}}{1 + n \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c y_p^2}{I_c} \right)} A_p$$

Ic	Inercia del hormigón	9.E+12 mm ²
Ac	Sección del hormigón	2380000 mm ²
n	Coeficiente de equivalencia= Ep/Ec	5 N/mm ²
Considerar a falta de datos más precisos: Ep/Ecj=6 (o Ep/Ecj= 8)		
y _p = exc	Dist del cdg arm activas al cdg de la sección	2770 mm
φ (t,t ₀)	Coef de fluencia en el momento de tesado H	3 -
ε (t,t ₀)	Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado	0.00025 mm/mm
σ _{cp}	Tensión de compresión al nivel arm activas, producida por el pretensado, el peso propio y la carga muerta	N/mm ² -6
χ	Coef de envejecimiento	0.80 -
Para evaluaciones a tiempo infinito puede adoptarse 0,8		
Δσ _{pr}	Pérdida por relajación a longitud constante	6.74 N/mm ²
ρ _f	Relaj. a las 1000000 h (Art 38.9 EHE coment)	7.3 -
P _{ki}	Pretensado característico	10880 kN

$$\rho(t) = \rho_{1.000} \left(\frac{t}{1.000} \right)^k$$

$$k = \log \left(\frac{\rho_{1.000}}{\rho_{100}} \right) = \log 1,429$$

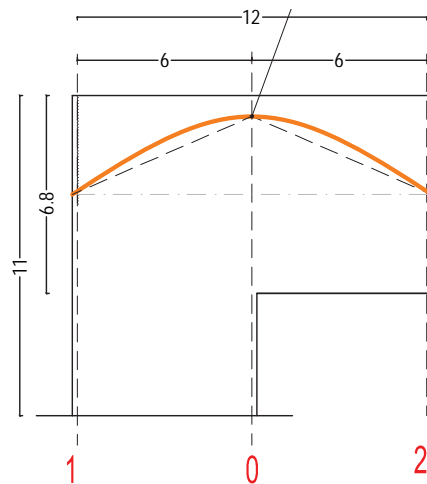
σ _p	Tensión inicial	1302 N/mm ²
K	log (relajación a 1000h/rel. a 100h)	0.15 -
ρ _{1000h}	Relaj. a las 1000 h (Tabla 38.9.a EHE coment	2.50 -
Se toma valor de catálogo		
ρ _{1000000h}	Relaj. a las 1000000 h	7.29 -

Las pérdidas son del orden de las previstas, por lo que se continúa con el dimensionado.

TRAZADO DE LOS CABLES Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

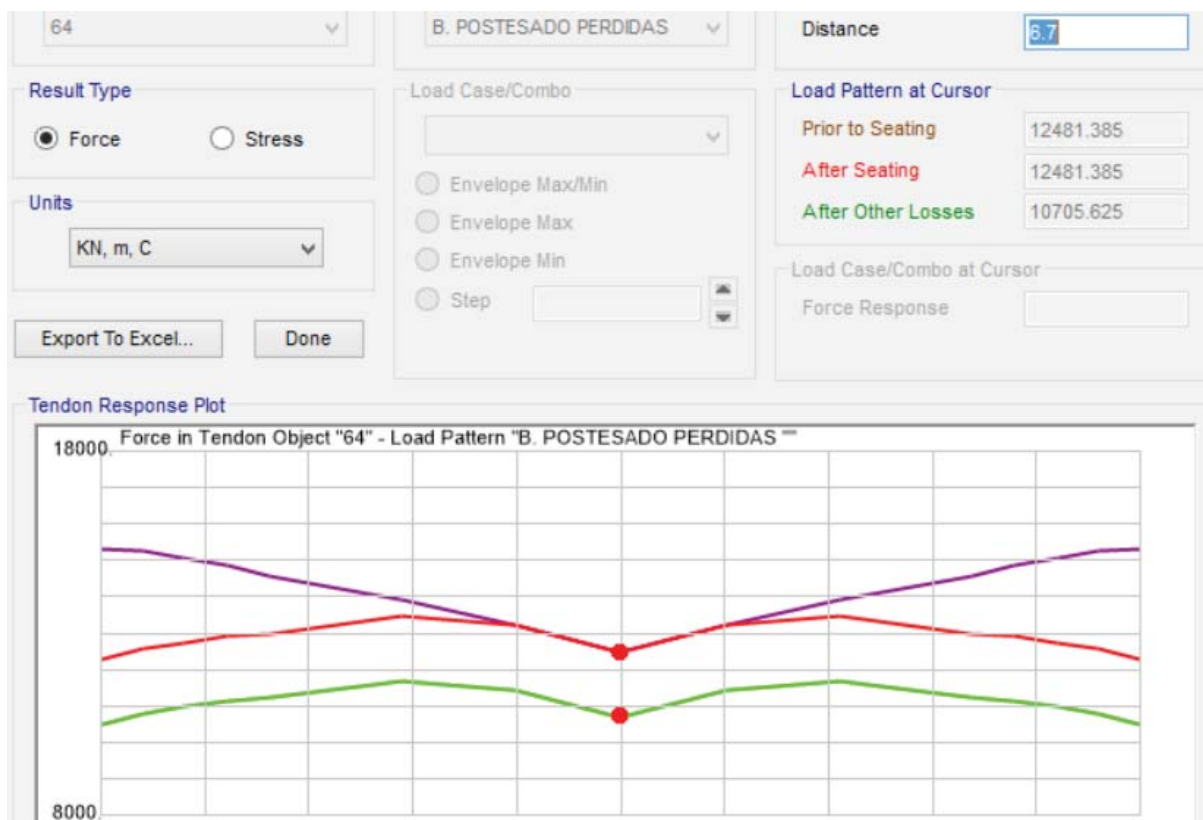
Del predimensionado anterior manual de los cordones, se extrae el trazado del centro de gravedad de estos.

Trazado del cdg de los tendones:



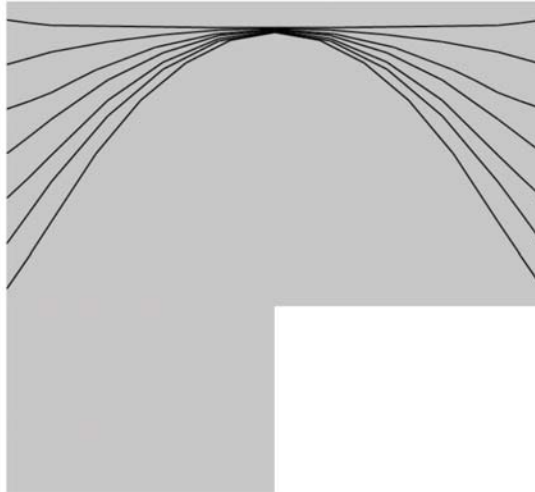
Se alcanza un trazado que cumple los requisitos con SAP 2000 con unas pérdidas instantáneas del 30 % y unas diferidas del 10 %. Finalmente, se introducen los valores de las pérdidas reales calculadas.

Pérdidas de tensión afinadas:



*En este elemento en particular se modelará cada tendón por separado puesto que modelando en el centro de gravedad resultan en los vértices del elemento unas tracciones que realmente no existen.

Modelado tendón a tendón:



Se comprueba las diferencias entre varios modelos para conocer la situación más parecida a la real. Puesto que la cimentación está compuesta por un encepado que conecta todo el muro y micropilotes repartidos a lo largo de su área, parece coherente modelar el muro como apoyo continuo, aunque de esta forma se esté despreciando el asiento diferencial de los pilotes.

Se realizan unos tanteos con la situación final del elemento.

SITUACIÓN FINAL

Diagrama de tensiones $S_{m\acute{a}x}$ y $S_{m\acute{i}n}$ [N/mm²]:
Comb de acciones frecuente

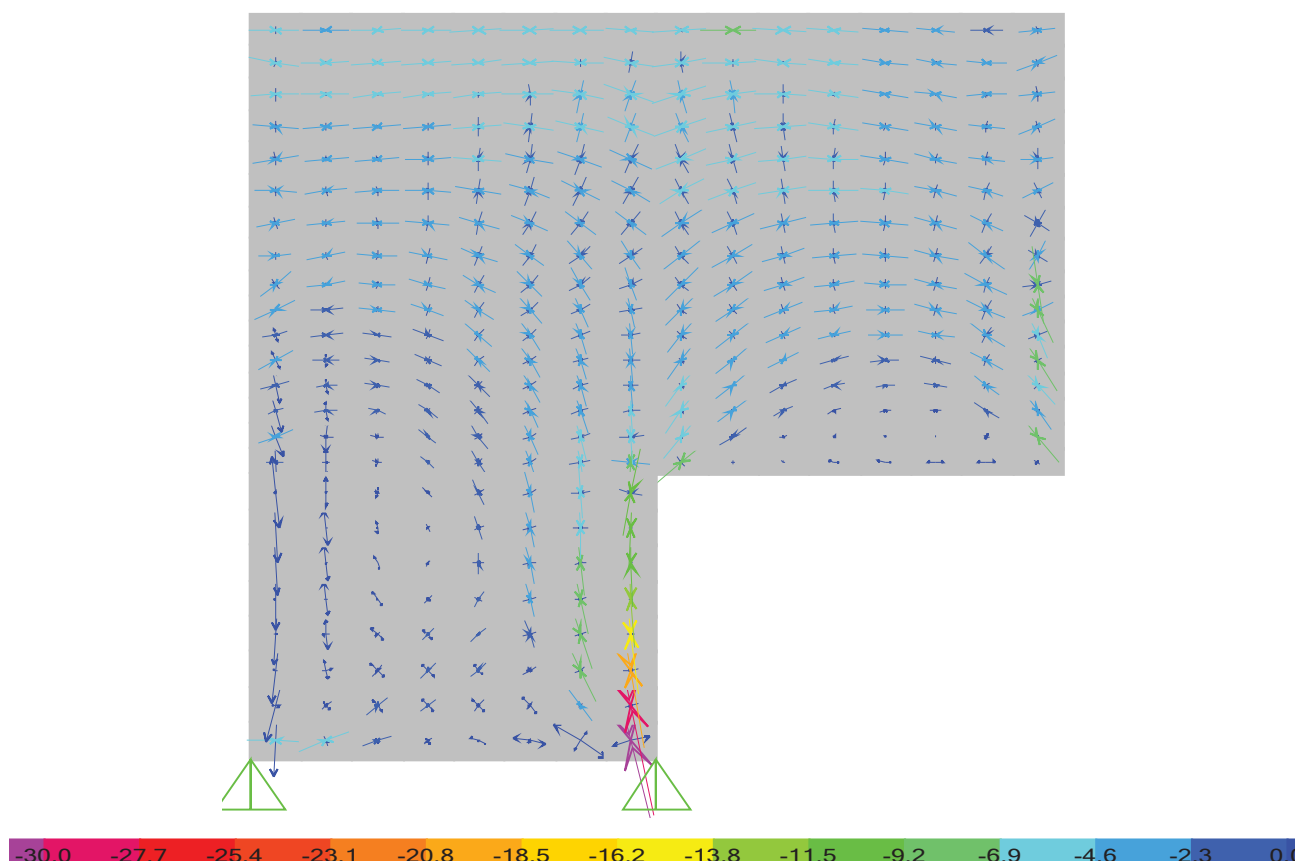
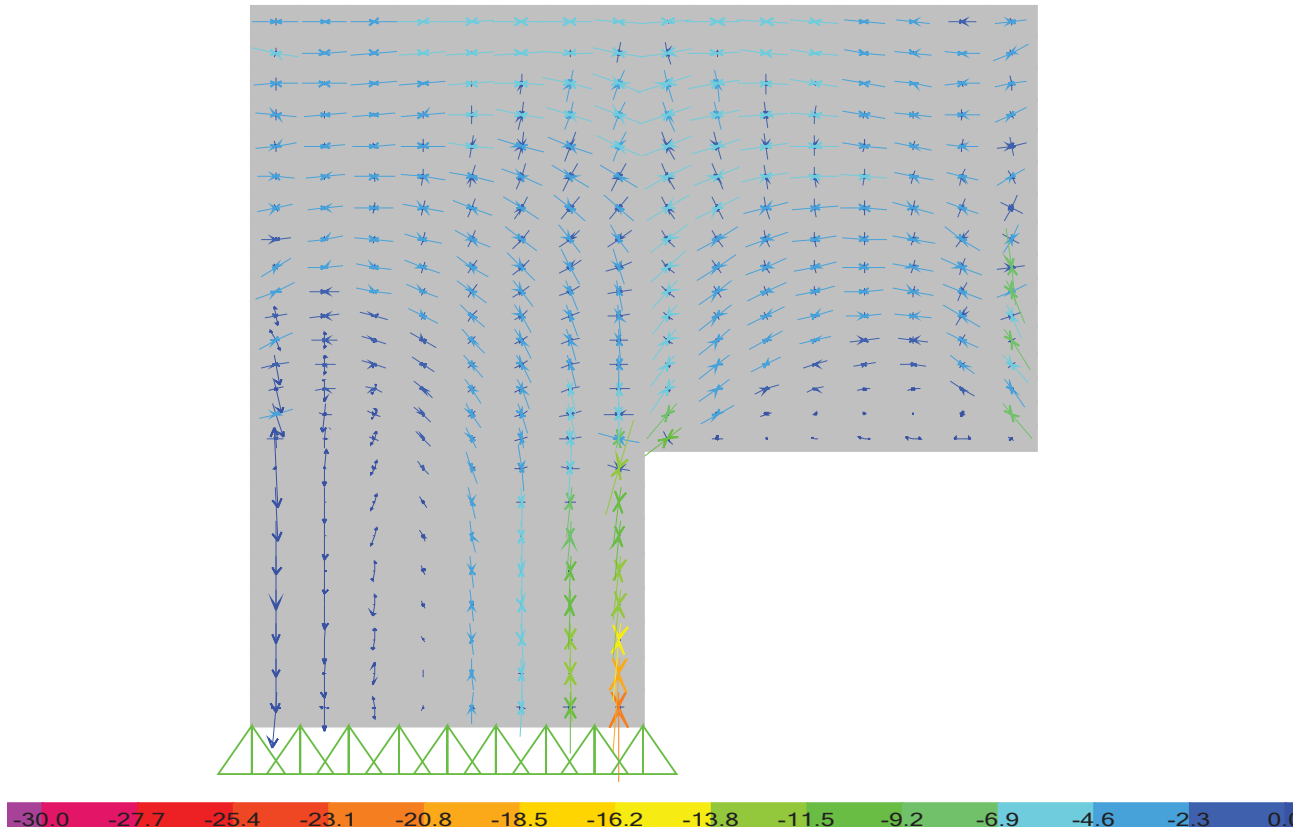


Diagrama de tensiones $S_{m\acute{a}x}$ y $S_{m\acute{i}n}$ [N/mm²]:
Comb de acciones frecuente



Puesto que se producen tracciones en la parte inferior de la viga en vuelo debido a la forma en la que se transmiten las cargas dentro de la viga, se decide añadir un tendón en posición horizontal que comprima esta zona de la viga, lo cual modifica el centro de gravedad de todos los cordones pero hace válida la solución global.

Este modelado describe la tracción que sufre el muro en la zona izquierda, por la que habrá que colocar perfiles metálicos en el muro para la combinación persistente o transitoria.

Se decide no postesar en vertical por dos motivos: el principal es que los tendones se cruzarían en un mismo eje, y para que pudiera posibilitarse esta situación habría que aumentar el ancho del muro de forma relevante, lo cual casi con toda probabilidad sería rechazado por el proyectista habiendo una segunda opción.

Y lo segundo porque como se ha descrito en apartado sísmico, Criterios de diseño, un pórtico tiene un comportamiento global más dúctil si se ejecutan los elementos sustentantes de hormigón armado, en lugar de postesado.

Modelado tendón a tendón final:

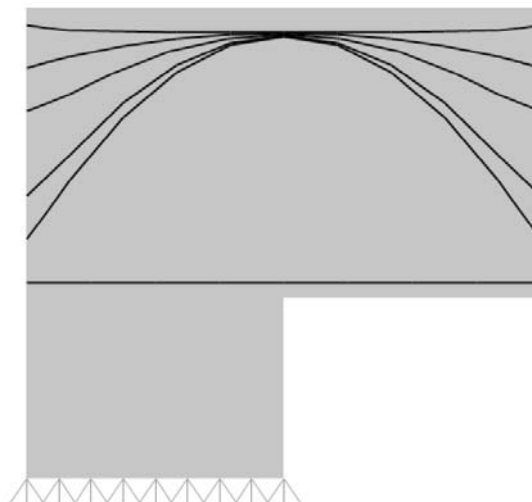
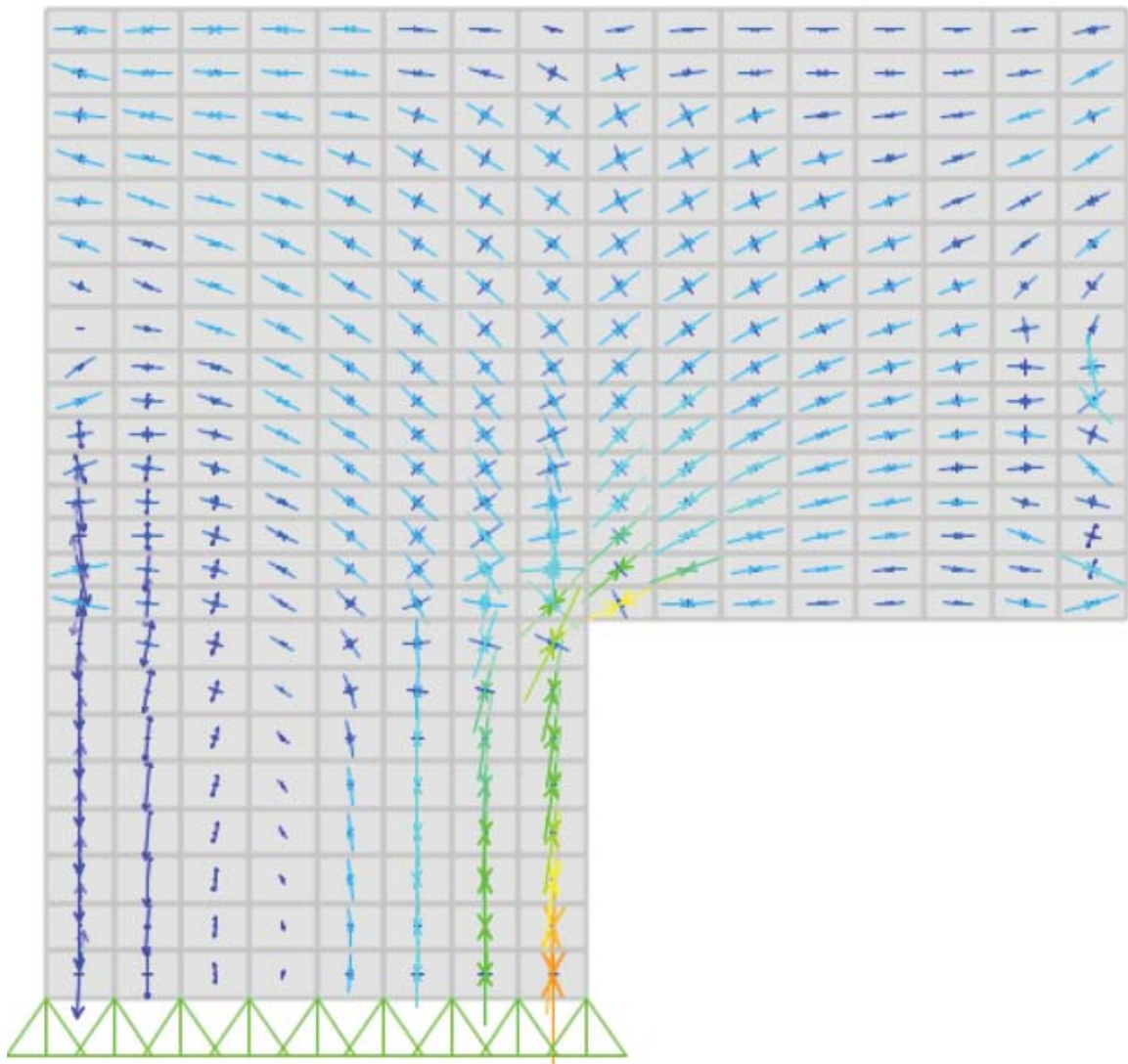


Diagrama de tensiones $S_{m\acute{a}x}$ y $S_{m\acute{i}n}$ [N/mm²]:
Comb de acciones frecuente



Comprobado que con este trazado toda la sección (la parte horizontal) está en compresión se prosigue con todas las comprobaciones.

VERIFICACIÓN DE LAS TENSIONES

VACÍO . Postesado de todos los cordones y cargas de los elementos estructurales

FINAL. Postesado de todos los cordones y combinación frecuente de cargas.

VACÍO

Diagrama de tensiones S11 [N/mm²]:



Diagrama de tensiones Smín [N/mm²]:



FINAL

Diagrama de tensiones S11 [N/mm²]:
Comb de acciones frecuente



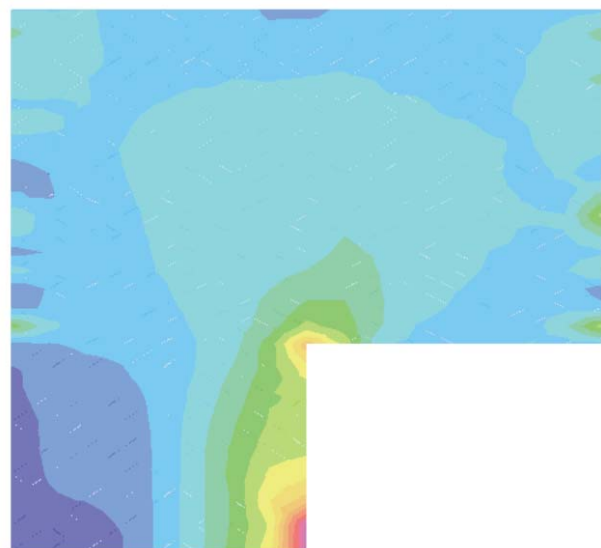
Diagrama de tensiones Smín [N/mm²]:
Comb de acciones frecuente



Diagrama de tensiones S_{11} [N/mm²]:
Comb de acciones característica



Diagrama de tensiones S_{min} [N/mm²]:
Comb de acciones característica



SITUACIÓN VÁLIDA EN AMBIENTE III:

VACÍO

MÁXIMA TRACCIÓN ADMISIBLE (4.1 N/mm²)

MÁXIMA TRACCIÓN ALCANZADA (0 N/mm²)

FINAL

MÁXIMA TRACCIÓN ADMISIBLE (0 N/mm²)

MÁXIMA TRACCIÓN ALCANZADA (0 N/mm²)

Combinación de acciones frecuente

MÁXIMA COMPRESIÓN ADMISIBLE HP-50 (-30 N/mm²)

MÁXIMA COMPRESIÓN ALCANZADA (-18.5 N/mm²)

Combinación de acciones característica

13.4.3. COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN

Se comprueba la resistencia a flexión de la sección, que por tener un canto tan elevado se espera no sea limitativa. No se considera el tendón horizontal pues trabajará a compresión en esta hipótesis.

Análisis ELU (Resumen)

Md, momento de cálculo en ELU = (sin postesado)	43000 kN·m
Mu, momento último resistido =	91479 kN·m
Md < Mu: LA SECCION ES VÁLIDA	

Proceso Iterativo ELU

Md, momento de cálculo en ELU = (sin postesado)	43000 kN·m	
fcd·b =	11666.7 kN/m	
As, área de armadura pasiva =	0.0069 m ²	
Ap, área de armadura activa =	0.0084 m ²	
Fs, armadura pasiva =	2989 kN	
Fp, armadura activa =	13586 kN	>> P _∞
y, altura cabeza de compresiones =	1.421 m	
x, profundidad de la fibra neutra =	1.776 m	
Mu, momento último resistido =	91478.8 kN·m	
Md < Mu: LA SECCION ES VÁLIDA		

ε _s , deform. de la armadura pasiva =	0.0093 tanto por 1
ε _y , alargamiento correspondiente al límite elástico de la arm. pasiva =	0.0021 tanto por 1
O.K.: La armadura pasiva ha plastificado.	

ε _p , deform. de la armadura activa =	0.0087 tanto por 1
Def. Pret. Tinf. =	0.0041 tanto por 1
Def. hormigón debida al pretensado =	0.0002 tanto por 1
Deform. total de armadura activa =	0.0130 tanto por 1
ε _y , alargamiento correspondiente al límite elástico de la arm. activa =	0.0085 tanto por 1
O.K.: La armadura activa ha plastificado.	

Efectivamente la resistencia a flexión no es limitativa en esta sección.

Adicionalmente, se comprueba como simplificación del lado de la seguridad la resistencia de la sección sin contar la armadura activa, computando a flexión únicamente la armadura pasiva por cuantía geométrica mínima, y aún así, se ve que es muy alta debido al elevado brazo de la sección.

VIGA		
h, canto de la sección	6800	mm
r, recubrimiento	700	mm
d, canto útil	6100	mm
b, ancho viga	350	mm
Cuantía de acero inferior		
	6874	mm ²
ϕ	25	mm
Cuantía por redondo	491	mm ²
Número de redondos	14	ud.
M+		
Axil acero	2988696	N
y, altura del bloque de compresiones	256	mm
z, brazo	5972	mm
M _{Rd}	17848	kNm

COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE

Solicitaciones

Geometría en la sección central del elemento.

Se considera el canto útil desde el centro de gravedad de las armaduras activas del lado de la seguridad.

GEOMETRÍA VIGA	
h (canto total)	3800 mm
r (recubrimiento) [EHE-08 art.37.2.4)	550 mm
d (canto útil)	3250 mm
b (ancho superior)	350 mm
bw (ancho alma, inferior)	350 mm

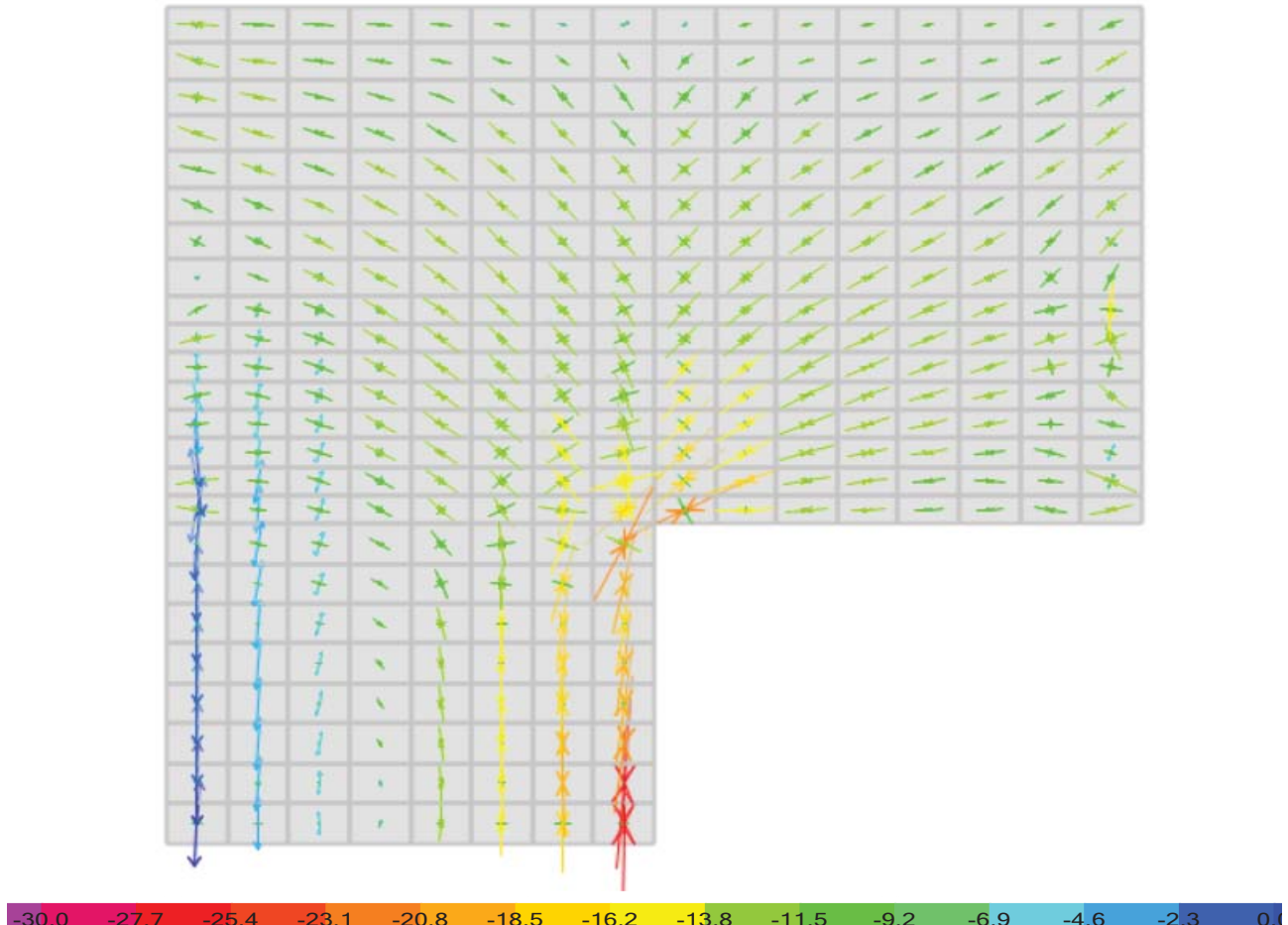
Comprobación del agotamiento por tracción oblicua en el alma

Esta comprobación se puede realizar en una sección situada a una distancia de un canto útil "d" del borde del apoyo directo en zonas no fisuradas; y en una sección a una distancia del borde del apoyo que se corresponde con la intersección del eje longitudinal que pasa por el centro de gravedad de la sección con una línea a 45 ° que parte del borde del apoyo en zonas fisuradas.

Aún así, se comprueba que se forme la biela y las fuerzas entren correctamente en el muro.

Diagrama de tensiones $S_{m\acute{a}x}$ y $S_{m\acute{i}n}$ [N/mm²]:

Comb de acciones persistente o transitoria, incluidos los efectos del postesado.



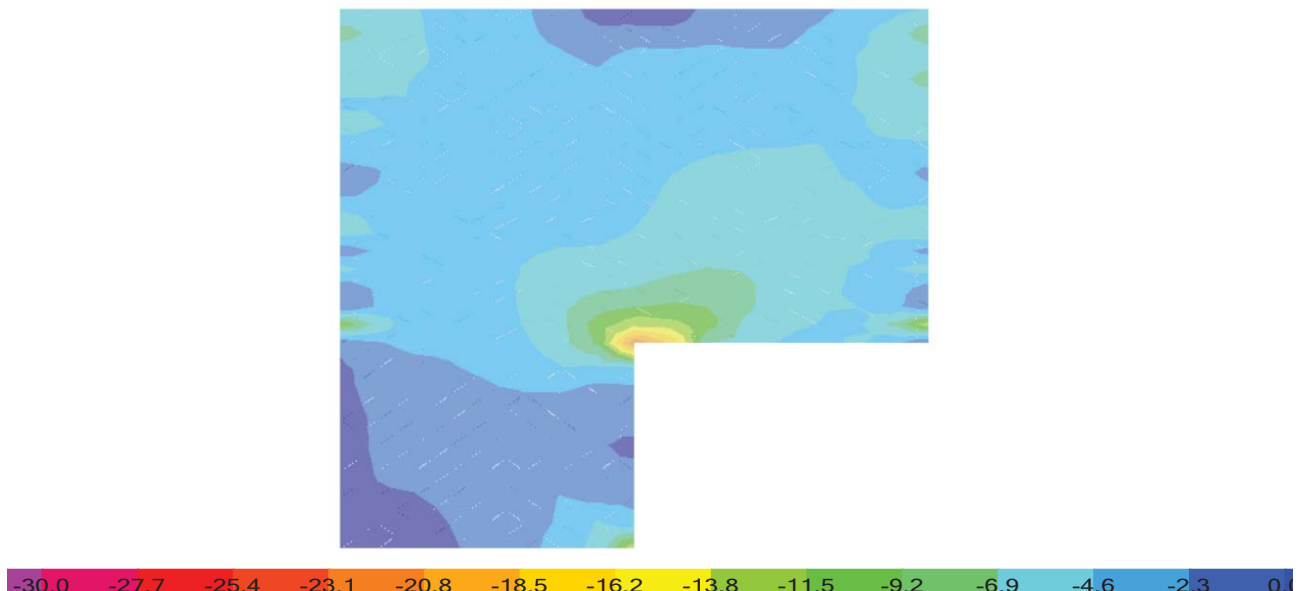
El hormigón no supera en ninguna dirección principal su resistencia de cálculo a compresión en ningún momento, y donde hay tracciones se arma con perfiles.

$$V_{Ed\,m\acute{a}x} = V_d + V_{pd} \approx 3600 \text{ kN a medio canto del borde del apoyo}$$

Al ser un punto de momento máximo se válida que se pueda usar la fórmula para regiones no fisuradas. Puesto que en esta situación las tracciones se dan en la zona en que la compresión entra directamente no es necesaria la comprobación en regiones fisuradas.

Diagrama de tensiones S_{11} [N/mm²]:

Comb de acciones persistente o transitoria, incluidos los efectos del postesado.



COMPROBACIÓN AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN OBLICUA EN EL ALMA

$V_d \leq V_{u2}$

SIN ARMADURA CORTANTE**ZONAS NO FISURADAS**

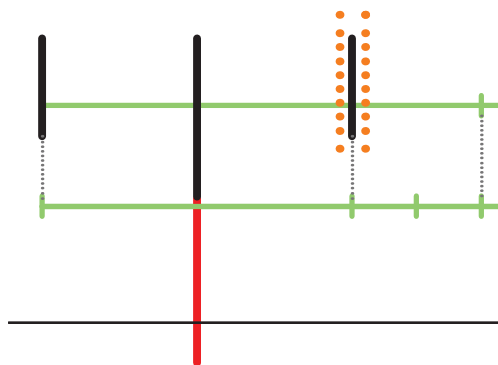
$$V_{u2} = \frac{I b_0}{S} \sqrt{(f_{ct,d})^2 + \alpha_l \sigma'_{cd} f_{ct,d}}$$

En piezas con zonas no fisuradas y con el alma comprimida, la resistencia a cortante debe limitarse según la resistencia a tracción del hormigón

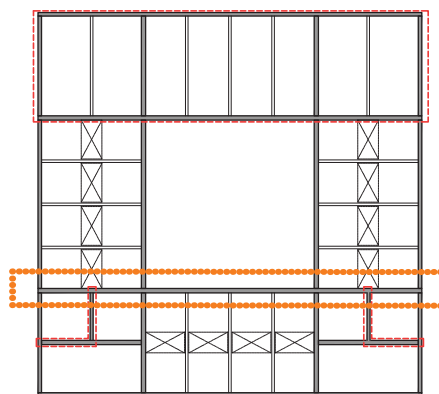
Piezas sin armadura de cortante	Vu2
I; inercia de la sección	9.2E+12 mm ⁴
S, momento estatico de la mitad de la sección	2.0E+09 mm ³
α_l ; función del tipo de anclaje	1.00
$\alpha_l = 1$ para tendones anclados por adherencia	
$f_{ct,d}$	1.90 N /mm ²
σ'_{cd} ; tensión efectiva en el hormigón	2.76 N /mm ²
b_0 ; menor ancho que presente la sección	350 mm
σ_p ; tensión de pret. después pérdidas	848 N /mm ²
ϕ armadura activa	103.4 mm

Vu2	4720 kN	>	3600 kN
------------	----------------	-------------	----------------

13.5. LAJA POSTESADA C



Sección zona biblioteca



LAJA POSTESADA C

13.5.1. GEOMETRÍA DEL ELEMENTO

DIMENSIONADO

Se estima el número de cordones necesario para las cargas previstas e iterativamente se dimensiona el espesor de la viga partiendo del predimensionado de 35 cm.

- Tendones estándar / Anclaje activo-activo

Tendones adherentes estándar de máximo 12 cordones. La excentricidad máxima que se podría alcanzar en el punto de máxima sollicitación de momento respetando recubrimientos y separaciones mínimas (12 cordones x 7 tendones) sería:

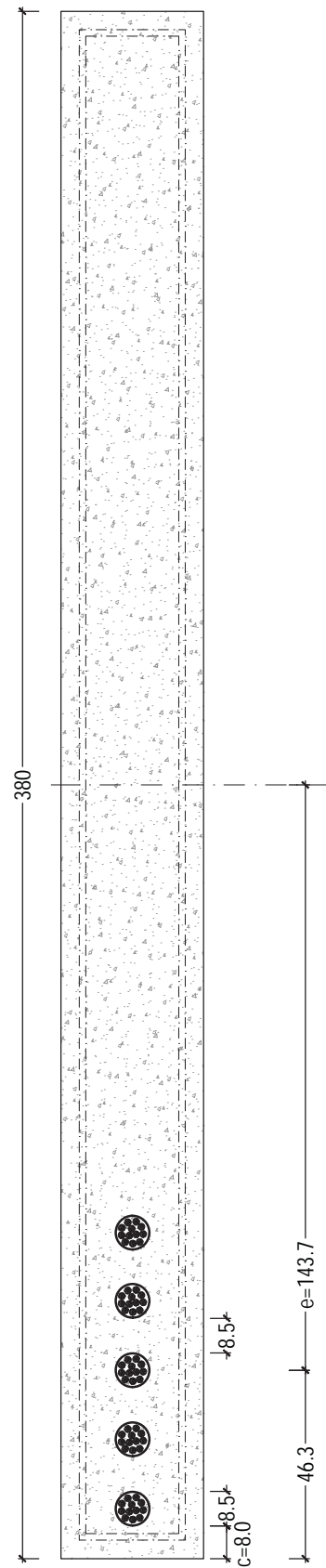
$$5 \times 12C15 : e_{\text{máx}} = 1.44 \text{ m}$$

Nº de cordones : 5 vainas x 12 cordones = 60 cordones

DIMENSIÓN VIGA

h, altura de la viga:	3.80 m
b, anchura de la viga:	0.35 m
A, área sección:	1.33 m ²
I, inercia:	1.6004 m ⁴
W superior:	0.8423 m ³
W inferior:	0.8423 m ³
e màx, excentricidad màxima	1.44 m
rs, recubrimiento armadura pasiva:	0.300 m
d, canto útil armadura pasiva:	3.500 m
rp, recubrimiento armadura activa:	0.46 m
d, canto útil armadura activa =	3.340 m
l, luz:	44.00 m

Geometría de la sección por el punto de máxima excentricidad:
Cotas en cm



13.5.2. COMPROBACIÓN DE LA APTITUD AL SERVICIO

DEFORMACIONES

Se considera cumplido este requisito según lo expuesto en el apartado "Validez general a deformación".

FISURACIÓN

Se dimensionan y trazan los cordones con los valores extraídos con las tensiones que facilita SAP 2000.

Control de tensiones manual

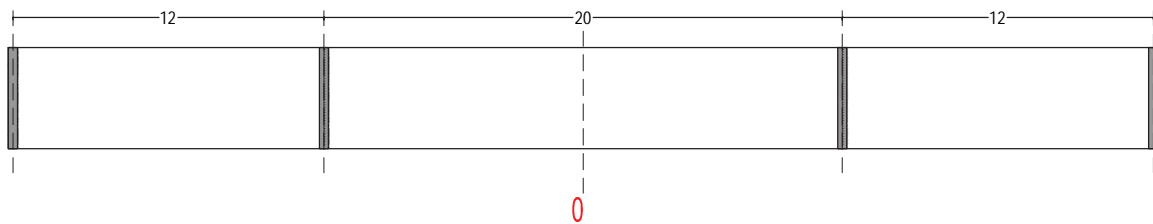
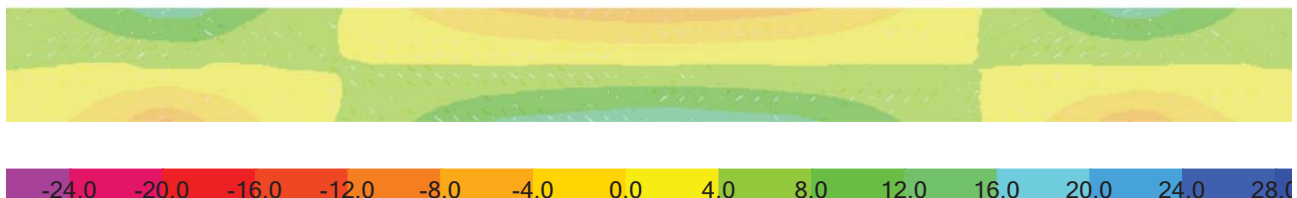


Diagrama de tensiones S_{11} [N/mm²]:
Comb de acciones frecuente



Cordones		60			
Punto 0	ESTADO DE CARGA	N	M	s inferior	s superior
		KN	KNm	N/mm ²	N/mm ²
VACÍO	PP	0	2106	2.5	-2.5
	EE (solo elem. estructurales)	0	5307	6.3	-6.3
	Po	-8749	-12599	-21.5	8.4
PP + EE + 1.1 Po	VACÍO			-14.9	0.4
FRECUENTE	PP	0	2106	2.5	-2.5
SIN SC USO	CM	0	6318	6.3	-6.3
	P _∞	-6562	-9449	-16.2	6.3
PP + CM + 0.9 P _∞	FRECUENTE			-5.7	-3.8
FRECUENTE	PP	0	2106	2.5	-2.5
HABITUAL	CM	0	6318	7.5	-7.5
	SCU	0	1516	1.8	-1.8
	P _∞	-6562	-9449	-16.2	6.3
PP + CM + 0.7 SCU + 0.9 P _∞	FRECUENTE			-3.3	-5.6

Análisis detallado manual de las pérdidas

Se analizan las pérdidas en la sección central y se extraen los siguientes valores:

Pérdidas instantáneas: 20.9 %

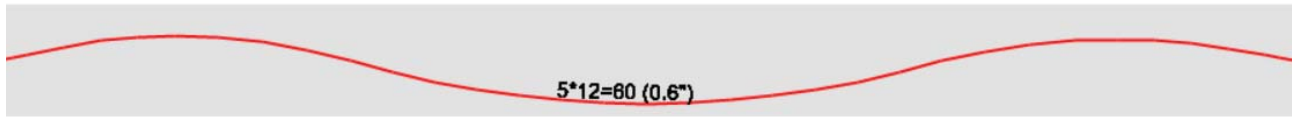
Pérdidas diferidas: 16 %

Pérdidas totales: 36.9 %

Trazado de los tendones y análisis de resultados

Del predimensionado anterior manual de los cordones se extrae el trazado del centro de gravedad de los tendones, que se ajusta en el programa informático a la luz de los esfuerzos hiperestáticos.

Se introducen las pérdidas de tensión afinadas en el programa y se alcanza un trazado que valida los tensiones



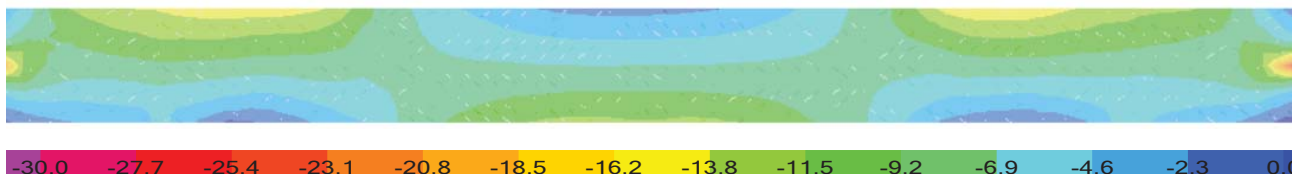
Verificación de las tensiones

VACÍO . Postesado de todos los cordones y cargas de los elementos estructurales

FINAL. Postesado de todos los cordones y combinación frecuente de cargas.

VACÍO

Diagrama de tensiones S11 [N/mm²]:



FINAL

Diagrama de tensiones S11 [N/mm²]:
Comb de acciones frecuente

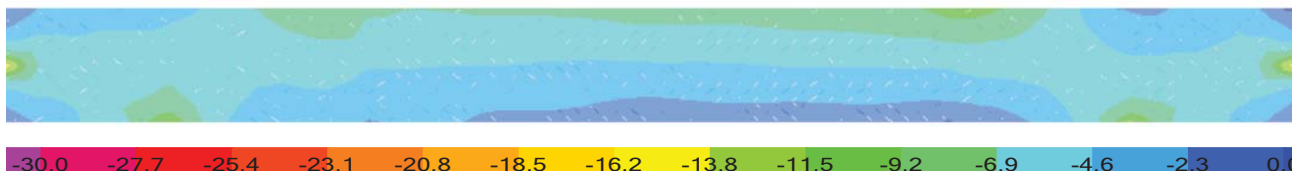
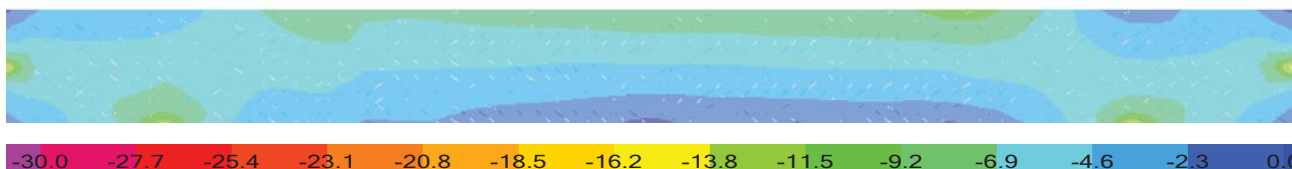


Diagrama de tensiones S11 [N/mm²]:
Comb de acciones característica



SITUACIÓN VÁLIDA EN AMBIENTE III:**VACÍO****MÁXIMA TRACCIÓN ADMISIBLE** (4.1 N/mm^2)**MÁXIMA TRACCIÓN ALCANZADA** (0.6 N/mm^2)**FINAL****MÁXIMA TRACCIÓN ADMISIBLE** (0 N/mm^2)**MÁXIMA TRACCIÓN ALCANZADA** (0 N/mm^2)

Combinación de acciones frecuente

MÁXIMA COMPRESIÓN ADMISIBLE HP-50 (-30 N/mm^2)**MÁXIMA COMPRESIÓN ALCANZADA** (-13.2 N/mm^2)

Combinación de acciones característica

La tensión máxima a compresión únicamente es superada en las zonas de anclaje, que realmente están mal modeladas porque la tensión estará repartida según el número de tendones, en este caso 5. Se han de que analizar las tensiones principales con los tendones más distribuidos.

13.5.3. COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN

Se comprueba la resistencia a flexión de la sección, que por tener un canto tan elevado se espera que no sea limitativa.

Se itera hasta alcanzar una convergencia del 10 %.

Análisis ELU (Resumen)

Md, momento de cálculo en ELU = (sin postesado)	14000 kN·m
Mu, momento último resistido =	39953 kN·m
Md < Mu: LA SECCION ES VÁLIDA	

Proceso Iterativo ELU

Md, momento de cálculo en ELU = (sin postesado)	14000 kN·m	
fcd·b =	11666.7 kN/m	
As, área de armadura pasiva =	0.0039 m ²	
Ap, área de armadura activa =	0.0084 m ²	
Fs, armadura pasiva =	1708 kN	
Fp, armadura activa =	13586 kN	>> P _∞
y, altura cabeza de compresiones =	1.311 m	
x, profundidad de la fibra neutra =	1.639 m	
Mu, momento último resistido =	41330.5 kN·m	
Md < Mu: LA SECCION ES VÁLIDA		

ε _s , deform. de la armadura pasiva =	0.0040 tanto por 1
ε _y , alargamiento correspondiente al límite elástico de la arm. pasiva =	0.0021 tanto por 1
O.K.: La armadura pasiva ha plastificado.	

ε _p , deform. de la armadura activa =	0.0036 tanto por 1
Def. Pret. Tinf. =	0.0041 tanto por 1
Def. hormigón debida al pretensado =	0.0003 tanto por 1
Deform. total de armadura activa =	0.0081 tanto por 1
ε _y , alargamiento correspondiente al límite elástico de la arm. activa =	0.0085 tanto por 1
Análisis No válido.	

$f_{cd} \cdot b =$	11666.7 kN/m
A_s , área de armadura pasiva =	0.0039 m ²
A_p , área de armadura activa =	0.0084 m ²
F_s , armadura pasiva =	1708 kN
F_p , armadura activa =	12917 kN
y , altura cabeza de compresiones =	1.254 m
x , profundidad de la fibra neutra =	1.567 m
M_u , momento último resistido =	39952.8 kN·m
Md < Mu: LA SECCION ES VÁLIDA	
ϵ_s , deform. de la armadura pasiva =	0.0043 tanto por 1
ϵ_s , alargamiento de la arm. pasiva considera	0.0040 tanto por 1
O.K.: Convergencia alcanzada.	
ϵ_p , deform. de la armadura activa =	0.0040 tanto por 1
Def. Pret. Tinf. =	0.0041 tanto por 1
Def. hormigón debida al pretensado =	0.0003 tanto por 1
Deform. total de armadura activa =	0.0084 tanto por 1
ϵ_p , alargamiento de la arm. Activa considera	0.0081 tanto por 1
O.K.: Convergencia alcanzada.	

Se comprueba la resistencia mínima a flexión en el caso de que no existiese armadura activa o estuviese en la zona comprimida (simplificación muy del lado de la seguridad).

VIGA		
h , canto de la sección	3800	mm
r , recubrimiento	300	mm
d , canto útil	3500	mm
b , ancho viga	350	mm
Cuantía de acero inferior		
	3928	mm ²
ϕ	25	mm
Cuantía por redondo	491	mm ²
Número de redondos	8	ud.
M+		
Axil acero	1707826	N
y , altura del bloque de compresiones	146	mm
z , brazo	3427	mm
M_{Rd}	5852	kNm

En este caso por darse en puntos centrales excentricidad 0 se comprueba adicionalmente la resistencia en un punto donde la excentricidad del centro de gravedad de la armadura activa es de 0,70 m , por ser un elemento de sección variable. Se comprueba con el momento en ELU de esta sección que corresponde a ese canto [a 15 metros de los extremos]

Se itera hasta alcanzar una convergencia del 30 %, ya que en este caso tampoco la resistencia es un factor limitante y no es necesario iterar más, siempre y cuando se compruebe que ambas armaduras tienen una deformación mayor que la considerada para calcular sus respectivas fuerzas. Cuando el análisis no es válido se reducen las tensiones de cálculo de la armaduras que tengan un alargamiento considerado mayor que el real.

Por medio de varios cortes se comprueba que efectivamente la resistencia a flexión no es limitativa en ningún punto de toda la viga.

Análisis ELU (Resumen)

Md, momento de cálculo en ELU = (sin postesado)	7300 kN·m
Mu, momento último resistido =	30185 kN·m

Md < Mu: LA SECCION ES VÁLIDA**Proceso Iterativo ELU**

Md, momento de cálculo en ELU = (sin postesado)	7300 kN·m	
fcd·b =	11666.7 kN/m	
As, área de armadura pasiva =	0.0039 m ²	
Ap, área de armadura activa =	0.0084 m ²	
Fs, armadura pasiva =	1708 kN	
Fp, armadura activa =	13586 kN	>> P [∞]
y, altura cabeza de compresiones =	1.311 m	
x, profundidad de la fibra neutra =	1.639 m	
Mu, momento último resistido =	31276.8 kN·m	

Md < Mu: LA SECCION ES VÁLIDA

ε _s , deform. de la armadura pasiva =	0.0040 tanto por 1
ε _y , alargamiento correspondiente al límite elástico de la arm. pasiva =	0.0021 tanto por 1

O.K.: La armadura pasiva ha plastificado.

ε _p , deform. de la armadura activa =	0.0021 tanto por 1
Def. Pret. Tinf. =	0.0041 tanto por 1
Def. hormigón debida al pretensado =	0.0002 tanto por 1
Deform. total de armadura activa =	0.0063 tanto por 1
ε _y , alargamiento correspondiente al límite elástico de la arm. activa =	0.0085 tanto por 1

Análisis No válido.

fcd·b =	11666.7 kN/m
As, área de armadura pasiva =	0.0039 m ²
Ap, área de armadura activa =	0.0084 m ²
Fs, armadura pasiva =	3314 kN
Fp, armadura activa =	10126 kN
y, altura cabeza de compresiones =	1.152 m
x, profundidad de la fibra neutra =	1.440 m
Mu, momento último resistido =	30185.4 kN·m

Md < Mu: LA SECCION ES VÁLIDA

ε _s , deform. de la armadura pasiva =	0.0050 tanto por 1
ε _s , alargamiento de la arm. Pasiva considera	0.0040 tanto por 1

O.K.: Convergencia alcanzada.

ε _p , deform. de la armadura activa =	0.0028 tanto por 1
Def. Pret. Tinf. =	0.0041 tanto por 1
Def. hormigón debida al pretensado =	0.0002 tanto por 1
Deform. total de armadura activa =	0.0071 tanto por 1
ε _p , alargamiento de la arm. Activa considera	0.0064 tanto por 1

O.K.: Convergencia alcanzada.

COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE

Solicitaciones

Situaciones permanentes o transitorias incluida la componente vertical del postesado. Por medio de la integración en bastantes puntos de la laja se comprueba la zona de máximo cortante.

En primer lugar se comprueba la resistencia del elemento sin armadura a cortante, a pesar de que por tener las dimensiones habituales de un muro deberá de tener como mínimo una cuantía de armado vertical, que colaborará en resistencia a cortante. Al estar toda la sección comprimida en situación frecuente se puede considerar que la pieza está sin fisurar. La expresión para zonas no fisuradas es aplicable a secciones pretensadas en zonas de escaso momento flector.

Geometría en la sección central del elemento.

Se considera el canto útil desde el centro de gravedad de las armaduras activas del lado de la seguridad.

GEOMETRÍA VIGA	
h (canto total)	3800 mm
r (recubrimiento) [EHE-08 art.37.2.4)	550 mm
d (canto útil)	3250 mm
b (ancho superior)	350 mm
bw (ancho alma, inferior)	350 mm

Comprobación del agotamiento por tracción oblicua en el alma

Esta comprobación se puede realizar en una sección situada a una distancia de un canto útil "d" del borde del apoyo directo en zonas no fisuradas y en una sección a una distancia del borde del apoyo que se corresponde con la intersección del eje longitudinal que pasa por el centro de gravedad de la sección con una línea a 45 ° que parte del borde del apoyo.

$$V_{Ed\text{ máx}} = V_d + V_{pd} \approx 3000 \text{ kN a un canto del borde del apoyo (zonas fisuradas)}$$

Al ser un punto de momento máximo se ha comprobado que no se puede usar la fórmula para regiones no fisuradas. Se comprueba para regiones fisuradas.

COMPROBACIÓN AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN OBLICUA EN EL ALMA

$V_d \leq V_{u2}$

ZONAS FISURADAS

Piezas sin armadura de cortante	V_{u2}
$\xi < 2$	1.24
As (longitudinal)	10364 mm ²
$\rho < 0.02$	0.01
α_l	1.00
$f_{ct,d}$	2.03 N/mm ²
$f_{cv} = f_{ck}$ (control directo)	50.00 N/mm ²
Posición del apoyo	Postesas
$\sigma'_{cd} < 0.3 f_{cd} < 12$ Mpa	4.93 N/mm ²

En apoyos interiores de estructuras continuas con armadura activa pasante no se considerará la contribución del axil de pretensado en el cálculo de N_d : armadura pretesas.

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0.15 \alpha_l \sigma'_{cd} \right] b_o d$$

$$V_{u2} = 1483 \text{ kN}$$

$$V_{u2} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{ck}^{1/2} + 0.15 \alpha_l \sigma'_{cd} \right] b_o d$$

$$V_{u2 \text{ min}} = 1439 \text{ kN}$$

$$V_{u2} = 1483 \text{ kN} < 3000 \text{ kN}$$

No cumple, luego es necesario comprobar que cumpla con la armadura vertical dispuesta por armado mínimo, o aumentar en caso de que no sea así.

CON ARMADURA CORTANTE

Piezas con armadura de cortante	$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$
ξ	$1.24 \leq 2$
As (longitudinal)	942 mm ²
ρ	0.001

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0.15 \alpha_l \sigma'_{cd} \right] b_o d$$

$$V_{u2 \text{ min}} = 1380 \text{ kN}$$

$$V_{u2} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{ck}^{1/2} + 0.15 \alpha_l \sigma'_{cd} \right] b_o d$$

$$V_{u2 \text{ min}} = 1439 \text{ kN}$$

$$\text{Contrib. hormigón } V_{cu} = 1439 \text{ kN}$$

Armado TRANSVERSAL RESULTANTE

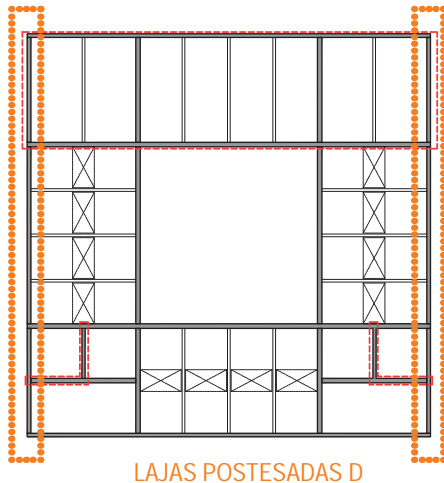
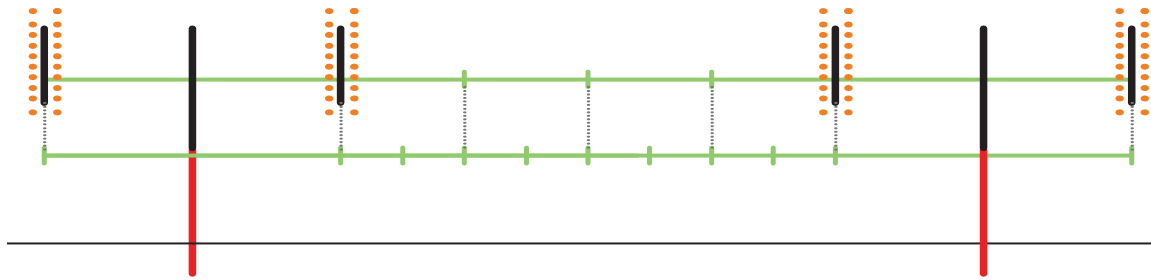
A_{90} cuantía mínima	1.30 mm ² /mm
Máx cortante resistido (vano)	1561 kN
Diámetro de cercos a emplear	12 mm
Número total de ramas	2
St	170 mm
Separación transversal St_{trans}	350 mm

$$V_{su} = 0.9 d A_{90} f_{y90,d}$$

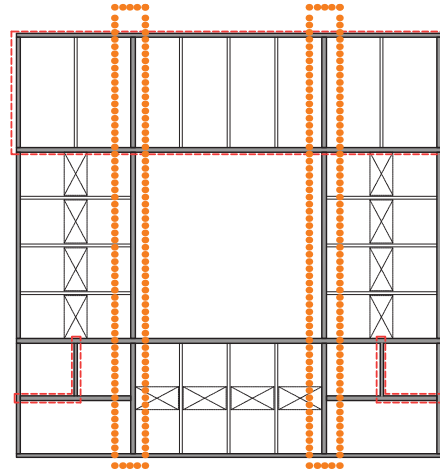
Es necesario reforzar la zona de máximo cortante con una armadura de redondo del 12 a una separación menor a 170 mm.

Finalmente se dispone y detalla en plano la modificación de la armadura base en ese plano a $\phi 12/150$ mm.

13.6. LAJAS POSTESADAS D y E



LAJAS POSTESADAS D



LAJAS POSTESADAS E

Sección zona biblioteca

13.6.1. GEOMETRÍA DEL ELEMENTO

DIMENSIONADO

Se estima el número de cordones necesario para las cargas previstas, e iterativamente se dimensiona el espesor de la viga partiendo del predimensionado de 35 cm.

Por la similitud que guardan las tensiones de ambas lajas se analizan a la vez

Tendones estándar / Anclaje pasivo-activo

Tendones adherentes estándar de máximo 12 cordones. La excentricidad máxima que se podría alcanzar en el punto de máxima sollicitación de momento respetando recubrimientos y separaciones mínimas (12 cordones x 7 tendones) sería:

$$4 \times 12C15 : e_{\text{máx}} = 1.52 \text{ m}$$

$$\text{Nº de cordones} : 4 \text{ vainas} \times 12 \text{ cordones} = 48 \text{ cordones}$$

Debido a la dificultad de evaluar las tensiones en este elemento manualmente, ya que como se comprueba con el programa los momentos hiperestáticos tienen gran influencia, No es conveniente alcanzar la excentricidad máxima en el centro del elemento, por lo que la incertidumbre es mayor a la hora de estimar pérdidas. Se decide estimarlas de forma más general.

DIMENSIÓN VIGA

h, altura de la viga:	3.80 m
b, anchura de la viga:	0.35 m
A, área sección:	1.33 m ²
I, inercia:	1.6004 m ⁴
W superior:	0.8423 m ³
W inferior:	0.8423 m ³
e máx, excentricidad máxima	1.52 m
rs, recubrimiento armadura pasiva:	0.300 m
d, canto útil armadura pasiva:	3.500 m
rp, recubrimiento armadura activa:	0.38 m
d, canto útil armadura activa =	3.420 m

En el trazado final no se utiliza la máxima excentricidad.

13.6.2. COMPROBACIÓN DE LA APTITUD AL SERVICIO

DEFORMACIONES

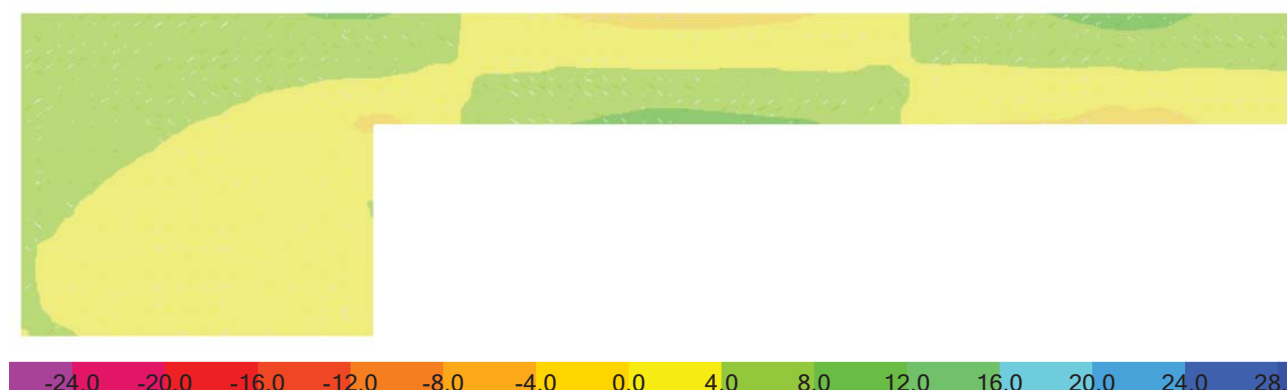
Se considera cumplido este requisito según lo expuesto en el apartado "Validez general a deformación".

FISURACIÓN

Se dimensionan y trazan los cordones con los valores extraídos con las tensiones que facilita SAP.

Análisis manual de tensiones

Diagrama de tensiones S11 [N/mm²]:
Comb de acciones frecuente



El diagrama de tensiones permite extraer conclusiones de como sería el trazado idóneo de los tendones

Análisis manual de las pérdidas

Se estiman unas pérdidas del lado de la seguridad ya que siendo un trazado tan variable son difíciles de evaluar. Las pérdidas instantáneas las calcula pormenorizadamente el programa a partir de los datos de coeficientes de rozamiento que se le introducen.

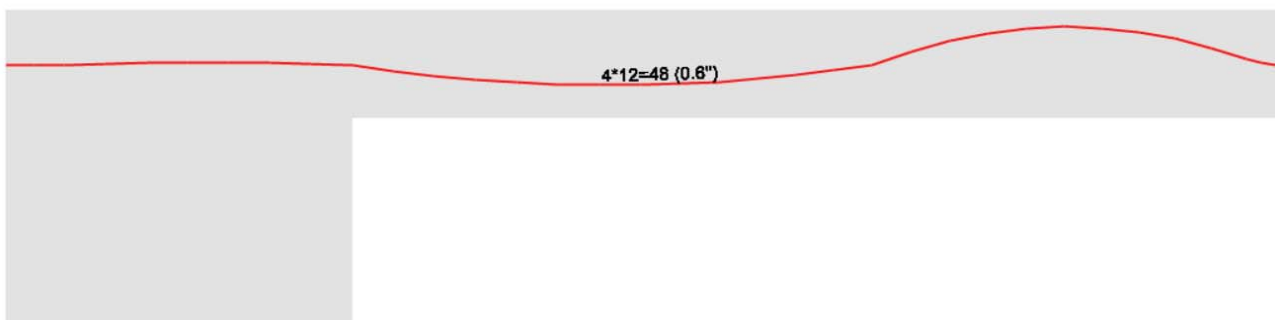
- Pérdidas instantáneas: 20%
- Pérdidas diferidas: 10 %

Pérdidas totales: 30 %

Trazado de los tendones y análisis de resultados

Del predimensionado anterior manual de los tendones se extrae el trazado del centro de gravedad de estos, que se ajusta en el programa informático a la luz de los esfuerzos hiperestáticos.

Se introducen las pérdidas de tensión afinadas en el programa y se alcanza un trazado que valida los tensiones.



Verificación de las tensiones

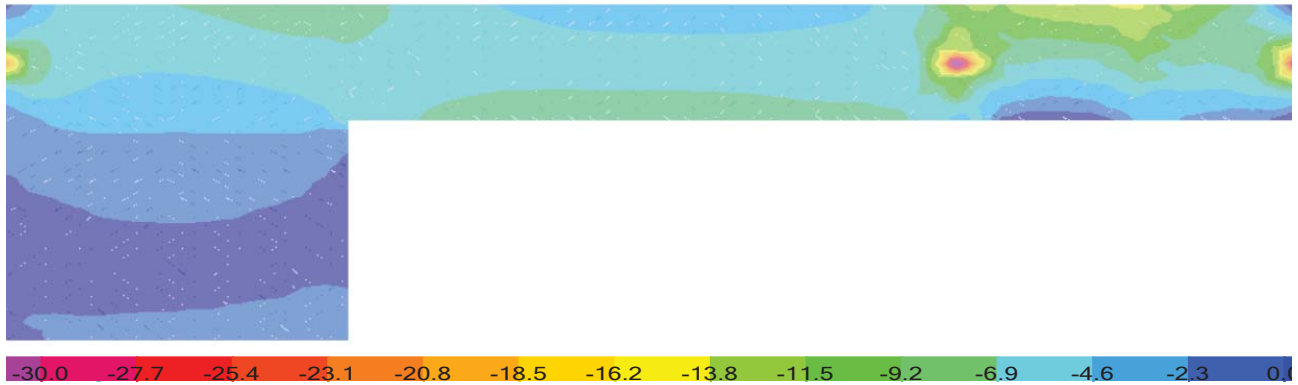
VACÍO . Postesado de todos los cordones y cargas de los elementos estructurales

FINAL. Postesado de todos los cordones y combinación frecuente de cargas.

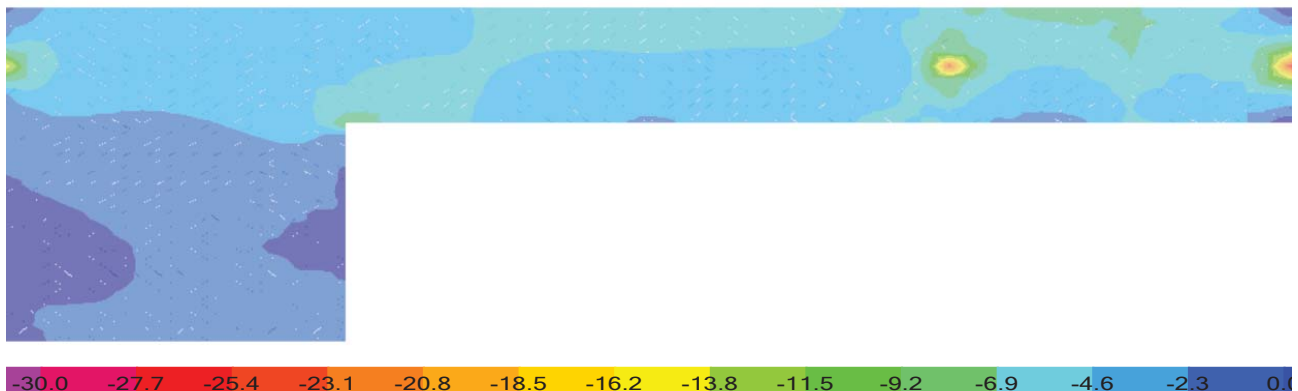
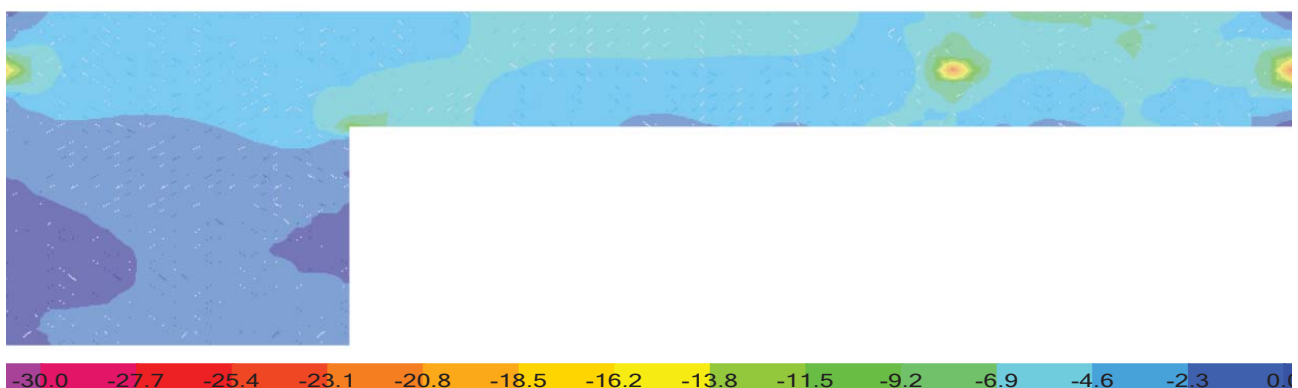
La tensión máxima a compresión únicamente es superada en las zonas de anclaje, que realmente están mal modeladas porque la tensión estará repartida según el número de tendones, en este caso 4, y donde se han de analizar las tensiones principales. Y la tracción en las esquinas es producto de la falta de distribución de los tendones en el modelado. En la laja B se ha demostrado que con la distribución real se resuelve.

Lajas postesadas D

VACÍO

Diagrama de tensiones S11 [N/mm²]:

FINAL

Diagrama de tensiones S11 [N/mm²]:
Comb de acciones frecuenteDiagrama de tensiones S11 [N/mm²]:
Comb de acciones característica

SITUACIÓN VÁLIDA EN AMBIENTE III:**VACÍO**

MÁXIMA TRACCIÓN ADMISIBLE (4.1 N/mm^2)
MÁXIMA TRACCIÓN ALCANZADA (1.6 N/mm^2)

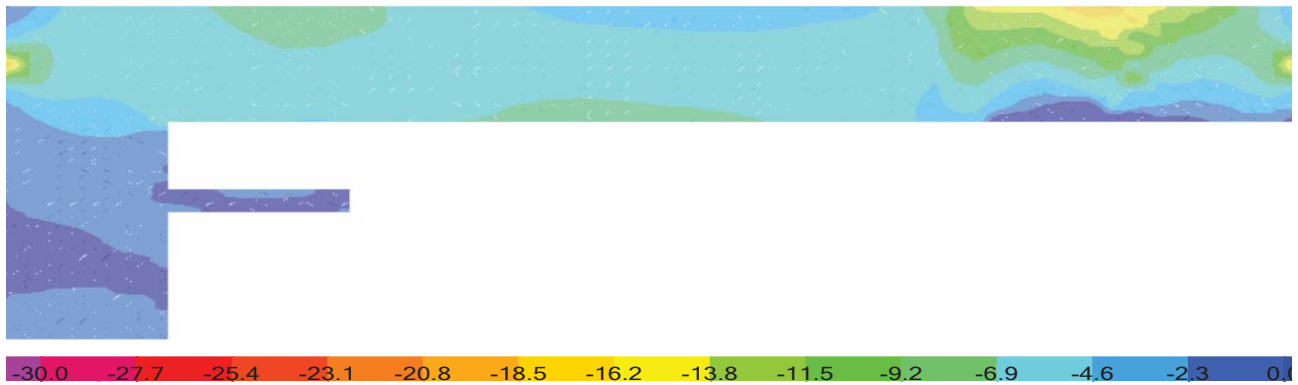
FINAL

MÁXIMA TRACCIÓN ADMISIBLE (0 N/mm^2)
MÁXIMA TRACCIÓN ALCANZADA (0 N/mm^2)
Combinación de acciones frecuente

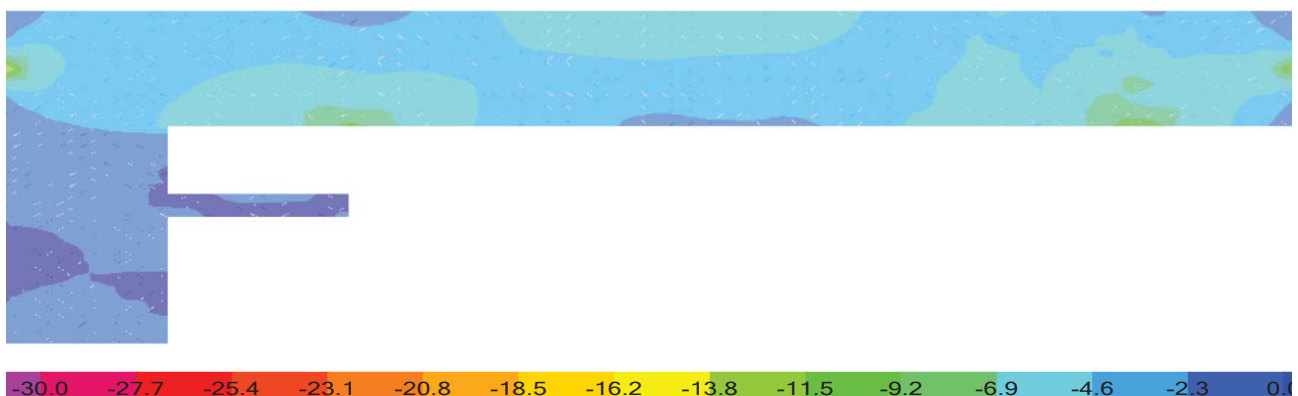
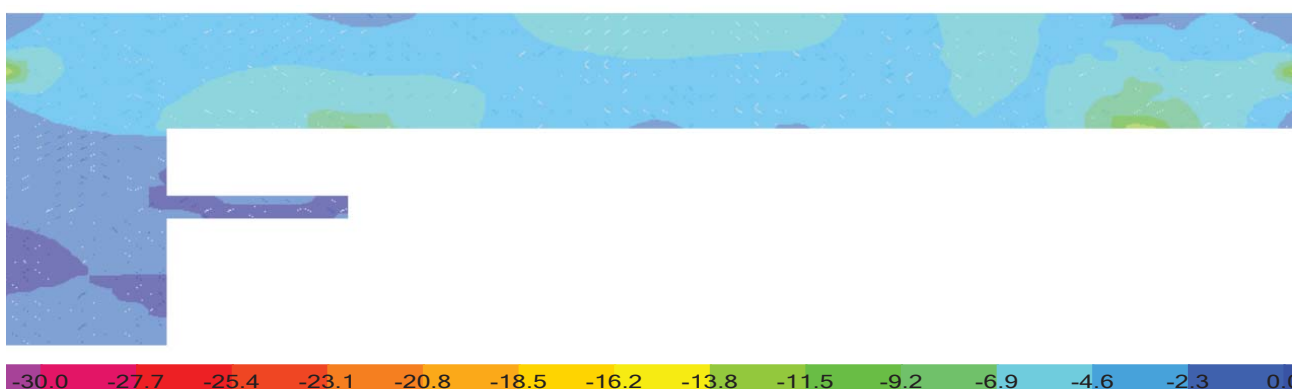
MÁXIMA COMPRESIÓN ADMISIBLE HP-50 (-30 N/mm^2)
MÁXIMA COMPRESIÓN ALCANZADA (-8 N/mm^2)
Combinación de acciones característica

Lajas postesadas E

VACÍO

Diagrama de tensiones S11 [N/mm²]:

FINAL

Diagrama de tensiones S11 [N/mm²]:
Comb de acciones frecuenteDiagrama de tensiones S11 [N/mm²]:
Comb de acciones característica

SITUACIÓN VÁLIDA EN AMBIENTE III:**VACÍO**

MÁXIMA TRACCIÓN ADMISIBLE (4.1 N/mm²)

MÁXIMA TRACCIÓN ALCANZADA (3.6 N/mm²)

FINAL

MÁXIMA TRACCIÓN ADMISIBLE (0 N/mm²)

MÁXIMA TRACCIÓN ALCANZADA (0 N/mm²)

Combinación de acciones frecuente

MÁXIMA COMPRESIÓN ADMISIBLE HP-50 (-30 N/mm²)

MÁXIMA COMPRESIÓN ALCANZADA (-13 N/mm²)

Combinación de acciones característica

13.6.3. COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN

Se comprueba la resistencia a flexión de la sección, que por tener un canto tan elevado se espera no sea limitativa.

Se itera hasta alcanzar una convergencia del 5 %.

Análisis ELU (Resumen)

Md, momento de cálculo en ELU = (sin postesado)	19000 kN·m
--	-------------------

Mu, momento último resistido =	32892 kN·m
--------------------------------	-------------------

Md < Mu: LA SECCION ES VÁLIDA

Proceso Iterativo ELU

Md, momento de cálculo en ELU = (sin postesado)	19000 kN·m
--	------------

fcd·b =	11666.7 kN/m
---------	--------------

As, área de armadura pasiva =	0.0039 m ²
-------------------------------	-----------------------

Ap, área de armadura activa =	0.0067 m ²
-------------------------------	-----------------------

Fs, armadura pasiva =	1708 kN
-----------------------	---------

Fp, armadura activa =	10869 kN
-----------------------	----------

>> P_∞

y, altura cabeza de compresiones =	1.078 m
------------------------------------	---------

x, profundidad de la fibra neutra =	1.348 m
-------------------------------------	---------

Mu, momento último resistido =	32892.0 kN·m
--------------------------------	--------------

Md < Mu: LA SECCION ES VÁLIDA

ε _s , deform. de la armadura pasiva =	0.0056 tanto por 1
--	--------------------

ε _y , alargamiento correspondiente al límite elástico de la arm. pasiva =	0.0021 tanto por 1
---	--------------------

O.K.: La armadura pasiva ha plastificado.

ε _p , deform. de la armadura activa =	0.0046 tanto por 1
--	--------------------

Def. Pret. Tinf. =	0.0041 tanto por 1
--------------------	--------------------

Def. hormigón debida al pretensado =	0.0002 tanto por 1
--------------------------------------	--------------------

Deform. total de armadura activa =	0.0089 tanto por 1
------------------------------------	--------------------

ε _y , alargamiento correspondiente al límite elástico de la arm. activa =	0.0085 tanto por 1
---	--------------------

O.K.: La armadura activa ha plastificado.

Se comprueba la resistencia mínima a flexión en el caso de que no existiese armadura activa o estuviese en la zona comprimida (simplificación muy del lado de la seguridad).

VIGA		
h, canto de la sección	3800	mm
r, recubrimiento	300	mm
d, canto útil	3500	mm
b, ancho viga	350	mm
Cuantía de acero inferior		
	3928	mm ²
ϕ	25	mm
Cuantía por redondo	491	mm ²
Número de redondos	8	ud.
M+		
Axil acero	1707826	N
y, altura del bloque de compresiones	146	mm
z, brazo	3427	mm
M _{Rd}	5852	kNm

En este caso, por darse en puntos centrales excentricidad 0, se comprueba adicionalmente la resistencia en un punto donde la excentricidad del centro de gravedad de la armadura activa es de 0,80 m, por ser un elemento de sección variable en sentido estructural. E incluso en esos puntos cumple con la sollicitación a momento máxima, que realmente se da en el punto de excentricidad máxima.

Se itera hasta alcanzar una convergencia del 15 %, ya que en este caso la resistencia tampoco es un factor limitante, y no es necesario iterar más, siempre y cuando se compruebe que ambas armaduras tienen una deformación mayor que la considerada para calcular sus respectivas fuerzas. Cuando el análisis no es válido, se reducen las tensiones de cálculo de las armaduras para que tengan un alargamiento considerado mayor que el real.

Por medio de varios cortes, se comprueba que efectivamente la resistencia a flexión no es limitativa en ningún punto de la viga.

Análisis ELU (Resumen)

Md, momento de cálculo en ELU = (sin postesado)	19000 kN·m
Mu, momento último resistido =	26992 kN·m
Md < Mu: LA SECCION ES VÁLIDA	

Proceso Iterativo ELU

Md, momento de cálculo en ELU = (sin postesado)	19000 kN·m	
fcd·b =	11666.7 kN/m	
As, área de armadura pasiva =	0.0039 m ²	
Ap, área de armadura activa =	0.0067 m ²	
Fs, armadura pasiva =	1708 kN	
Fp, armadura activa =	10869 kN	>> P [∞]
y, altura cabeza de compresiones =	1.078 m	
x, profundidad de la fibra neutra =	1.348 m	
Mu, momento último resistido =	28544.5 kN·m	
Md < Mu: LA SECCION ES VÁLIDA		

ε _s , deform. de la armadura pasiva =	0.0056 tanto por 1
ε _y , alargamiento correspondiente al límite elástico de la arm. pasiva =	0.0021 tanto por 1
O.K.: La armadura pasiva ha plastificado.	

ε _p , deform. de la armadura activa =	0.0035 tanto por 1
Def. Pret. Tinf. =	0.0041 tanto por 1
Def. hormigón debida al pretensado =	0.0002 tanto por 1
Deform. total de armadura activa =	0.0078 tanto por 1
ε _y , alargamiento correspondiente al límite elástico de la arm. activa =	0.0085 tanto por 1
Análisis No válido.	

fcd·b =	11666.7 kN/m
As, área de armadura pasiva =	0.0039 m ²
Ap, área de armadura activa =	0.0067 m ²
Fs, armadura pasiva =	1708 kN
Fp, armadura activa =	9935 kN
y, altura cabeza de compresiones =	0.998 m
x, profundidad de la fibra neutra =	1.247 m
Mu, momento último resistido =	26991.9 kN·m
Md < Mu: LA SECCION ES VÁLIDA	

ε _s , deform. de la armadura pasiva =	0.0063 tanto por 1
ε _s , alargamiento de la arm. pasiva considera	0.0056 tanto por 1
O.K.: Convergencia alcanzada.	

ε _p , deform. de la armadura activa =	0.0041 tanto por 1
Def. Pret. Tinf. =	0.0041 tanto por 1
Def. hormigón debida al pretensado =	0.0002 tanto por 1
Deform. total de armadura activa =	0.0083 tanto por 1
ε _p , alargamiento de la arm. Activa considera	0.0078 tanto por 1
O.K.: Convergencia alcanzada.	

COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE

Solicitaciones

Situaciones permanentes o transitorias incluida la componente vertical del postesado. Por medio de la integración en bastantes puntos de la laja se comprueba la zona de máximo cortante.

En primer lugar, se comprueba la resistencia del elemento sin armadura a cortante, a pesar de que por tener las dimensiones habituales de un muro deberá de tener una cuantía mínimade armado vertical , que colaborará en resistencia a cortante. Al estar toda la sección comprimida en situación frecuente, se puede considerar que la pieza está sin fisurar. La expresión para zonas no fisuradas es aplicable a secciones pretensadas en zonas de escaso momento flector.

Geometría en la sección central del elemento.

Se considera el canto útil desde el centro de gravedad de las armaduras activas, del lado de la seguridad.

GEOMETRÍA VIGA

h (canto total)	3800 mm
r (recubrimiento) [EHE-08 art.37.2.4)	700 mm
d (canto útil)	3100 mm
b (ancho superior)	350 mm
bw (ancho alma, inferior)	350 mm

Comprobación del agotamiento por tracción oblicua en el alma

$$V_{Ed\text{ máx}} = V_d + V_{pd} \approx 2700 \text{ kN a uncanto del borde del apoyo (zonas fisuradas)}$$

COMPROBACIÓN AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN OBLICUA EN EL ALMA

$$V_d \leq V_{u2}$$

ZONAS FISURADAS

Piezas sin armadura de cortante	V_{u2}
$\xi < 2$	1.25
A_s (longitudinal)	8684 mm ²
$\rho < 0.02$	0.01
α_l	1.00
$f_{ct,d}$	2.03 N /mm ²
$f_{cv} = f_{ck}$ (control directo)	50.00 N /mm ²
Posición del apoyo	Postesas
$\sigma'_{cd} < 0.3 f_{cd} < 12 \text{ Mpa}$	3.95 N /mm ²

En apoyos interiores de estructuras continuas con armadura activa pasante no se considerará la contribución del axil de pretensado en el cálculo de N_d : armadura pretesas.

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0.15 \alpha_l \sigma'_{cd} \right] b_o d$$

$$V_{u2} = 1201 \text{ kN}$$

$$V_{u2} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{ck}^{1/2} + 0.15 \alpha_l \sigma'_{cd} \right] b_o d$$

$$V_{u2\text{ min}} = 1181 \text{ kN}$$

$$V_{u2} = 1201 \text{ kN} > 2700 \text{ kN}$$

No cumple. Se comprueba con armadura a cortante.

CON ARMADURA CORTANTE

Piezas con armadura de cortante	Vu2 = Vcu + Vsu
ξ	$1.25 \leq 2$
As (longitudinal)	942 mm ²
ρ	0.001

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0.15 \alpha_l \sigma'_{cd} \right] b_o d$$

Vu2 min	1108 kN
----------------	----------------

$$V_{u2} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{ck}^{1/2} + 0.15 \alpha_l \sigma'_{cd} \right] b_o d$$

Vu2 min	1181 kN
----------------	----------------

Contrib. hormigón Vcu	1181 kN
------------------------------	----------------

Armado TRANSVERSAL RESULTANTE

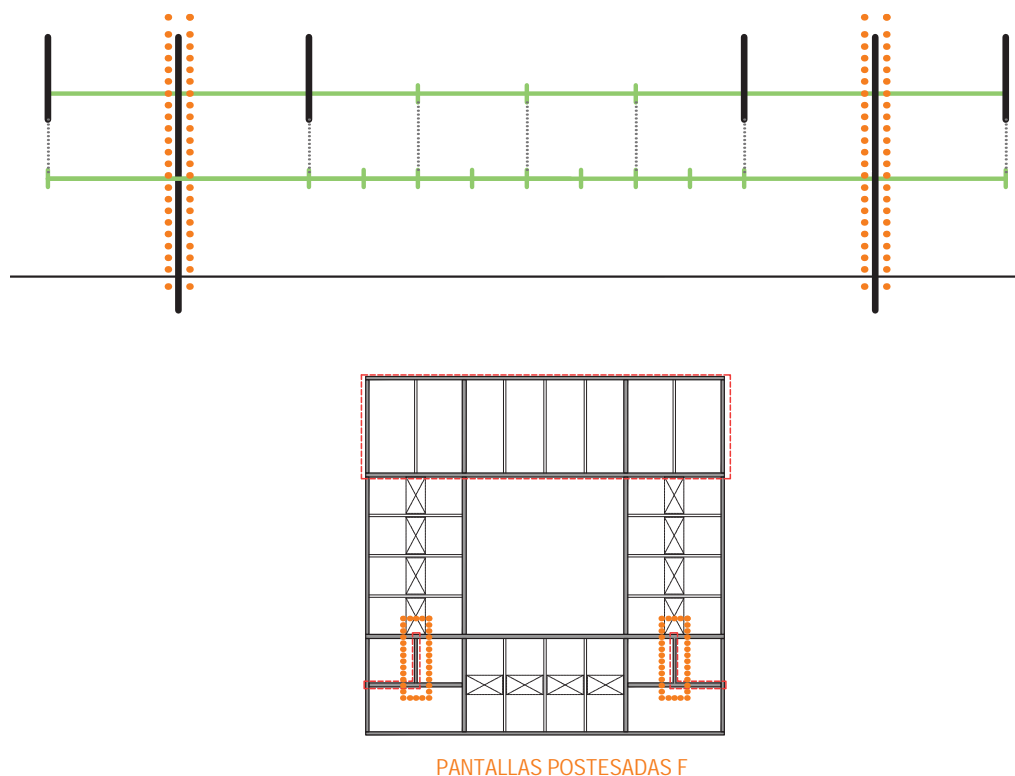
A₉₀ cuantía mínima	1.36 mm ² /mm
Máx cortante resistido (vano)	1519 kN
Diámetro de cercos a emplear	12 mm
Número total de ramas	2
St	160 mm
Separación transversal St,trans	350 mm

$$V_{su} = 0.9 d A_{90} f_{y90,d}$$

Es necesario reforzar la zona de máximo cortante de la laja E, con una armadura de redondo del 12 a una separación menor a 160 mm.

Finalmente se dispone y detalla en plano la modificación de la armadura base en ese plano a ϕ 12/150 mm.

13.7. PANTALLAS POSTESADAS F



Sección zona biblioteca

Se hace necesario incluir en estas pantallas tendones de postesado, para evitar la fisuración de la zona superior de estas. Estos elementos si que están empotradas en el suelo a lo largo de toda su anchura, por ello, el momento al que están sometidas es muy pequeño. La fisuración únicamente es debida a que conecta las lajas postesadas B y C. Las tensiones de controlan directamente en SAP 2000, incluyendo en ellas únicamente tendones horizontales.

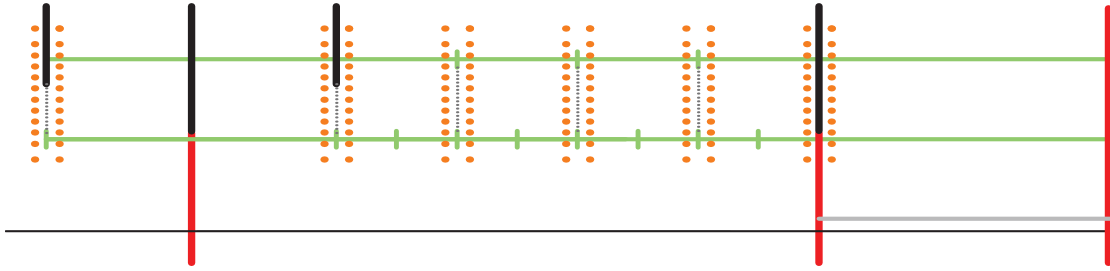
Resultan necesarios 3 tendones horizontales para cumplir los requisitos establecidos para que la fisuración sea admisible.

Los resultados finales del modelo global se incluyen en el apartado consideraciones generales.

Para trazado final de tendones, véanse planos.

14. CÁLCULO DEL PERFIL DE CUELQUE

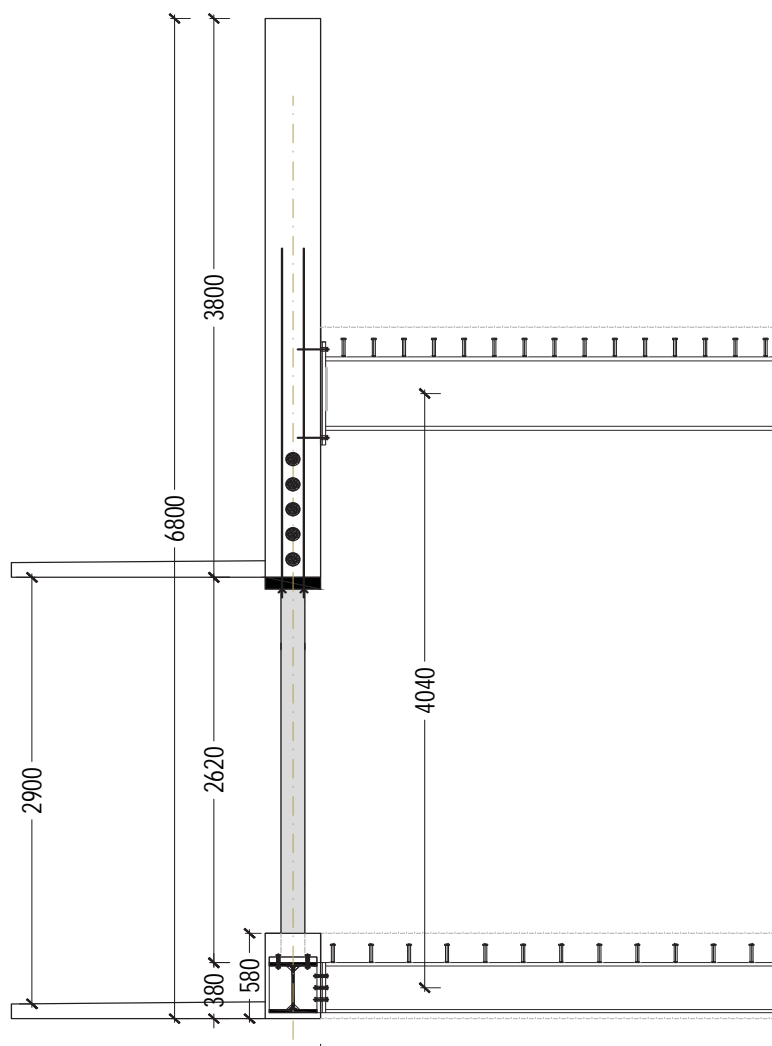
14.1. CONSIDERACIONES GENERALES Y UNIONES DEL PERFIL DE CUELQUE



Sección esquemática, zona biblioteca.

Se calculan los esfuerzos que tendrá que resistir el elemento, que está sometido a tracción y se dimensiona la sección de acero macizo. Este elemento irá anclado a la laja postesada y a una viga de hormigón en la zona inferior, y será la sustentación para la planta de biblioteca (planta +1 volada),

Puesto que es un elemento que quedará visto en las juntas entre paneles acristalados, se buscará el que tiene un requisito mayor y se dimensionarán todos igual.



Detalle anclaje perfil macizo a la laja postesada.

Cálculo de esfuerzos y dimensionado del perfil:

VALORES DE LAS CARGAS APLICADAS EN VALOR CARACTERÍSTICO		
PLANTA PRIMERA		
VANO CENTRAL	Área tributaria	37.5 m ²
	q (kN/m ²)	P (kN)
EE	3.9	146
EC	3	113
USO	3	113
VOLADIZO	Área tributaria	7.5 m
	q (kN/m ²)	P (kN)
EE	2.5	19
USO	3	23
CERRAMIENTO	Área tributaria	15 m
	q (kN/m ²)	P (kN)
EC	2.66	40
PESO PROPIO VIGA COGADA DE HA		22 kN
Se toma como predimensionado un canto de 50 cm del lado de la seguridad		
TOTAL		
	P (kN)	
EE	187	
EC	152	
USO	135	
COMBINACIÓN ELU	661	kN

14.1.1. COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

DIMENSIONADO DEL PERFIL	
Lado A	150 mm
Lado B	50 mm
f_{yd} (S275)	243 N/mm ²
M_{pl} eje fuerte	68 kNm
M_{pl} eje débil	23 kNm
$N_{pl,Rd}$	1821 kN
Área	7500 mm ²
Área mínima	2720 mm ²

Por la importancia estética que este perfil tiene en el aspecto final del edificio, se decide utilizar el mismo que existe realmente aunque por resistencia no sea necesaria una cantidad de acero tan alta.

PERFIL MACIZO: 150 x 50 mm² (S 275 J2)

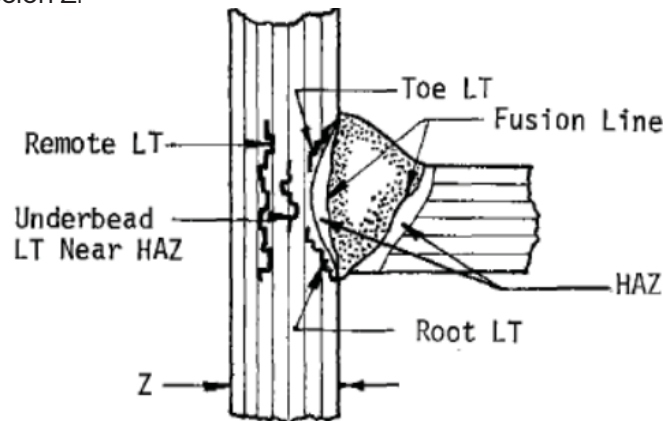
Se prescribe para este perfil precalentamiento de la chapa y un acero tipo J2, debido al elevado espesor de la chapa

14.1.2. UNIONES

En la forma de proyectar esta unión es especialmente relevante la posibilidad de que se produzca desgarro laminar si el detalle y los aceros no son adecuados. Y el análisis del comportamiento de la pieza ante un sismo.

El desgarro laminar es una separación en la matriz o en el metal base, principalmente en planos paralelos a la dirección de laminación. Causado, usualmente, por altas tensiones a través del espesor del material. Estas tensiones son inducidas a través del espesor por contracciones localizadas del metal de soldadura, en juntas altamente restringidas. Los aceros con alta resistencia a la tensión, alta dureza y baja tenacidad son susceptibles al desgarro laminar.

Un factor que favorece al desgarro laminar, es la disminución de las propiedades mecánicas de las placas en la dirección Z.



Puesto que el elemento calculado tiene un espesor elevado y está sometido a tracción, se proyectan las uniones de forma que las soldaduras no se realicen nunca de forma que puedan inducir a desgarro laminar. Una alternativa posible es mejorar la ductilidad en la dirección Z del elemento, pero es preferible un detalle constructivo adecuado.

También se ha de considerar la existencia de flexión en el perfil macizo. La causa de esta es la torsión de las lajas, puesto que los efectos de las fuerzas horizontales en la planta primera son resistidos a través del propio diafragma que constituye el forjado.

Las fuerzas horizontales (sismo y viento), provocan a su vez flexión en las uniones, debido a que el elemento está empotrado en sus extremos. Por lo que se calculan las uniones de tal forma que resistan, como mínimo, más momento que el propio perfil macizo, de tal forma que, alcanzado su momento de plastificación, se formen en este rótulas plásticas que permitan deformarse al elemento, pero la unión permanezca en perfecto estado.

UNIÓN SUPERIOR CON LAJA POSTESADA

UNIÓN EXTREMA EMPOTRADA CON CHAPA FRONTAL DE RESISTENCIA TOTAL

La unión se realizará con barras de acero corrugadas (B500SD) y una chapa de acero S355 de gran espesor.

Se prescribe precalentamiento de las chapas para la soldadura y un tipo de acero adecuado J2.

La principal complejidad de esta unión radica en la necesidad de comprobar que el perfil macizo plastifique a momento antes de que falle algún elemento de la unión.

Se calcula con una resistencia bastante superior a la que resulta del cálculo en combinación ELU por la importancia de la unión y las consecuencias que tendría un fallo local en alguno de los perfiles.

1. BARRAS DE ACERO CORRUGADAS A TRACCIÓN
2. SOLDADURA A TRACCIÓN
3. SOLDADURA A FLEXIÓN
4. PLACA A FLEXIÓN
5. PLACA A CORTANTE
6. PUNZONAMIENTO DE LA CHAPA
7. RESISTENCIA DEL HORMIGÓN A FLEXIÓN
8. ANCLAJE DE LAS BARRAS CORRUGADAS

Ejecución

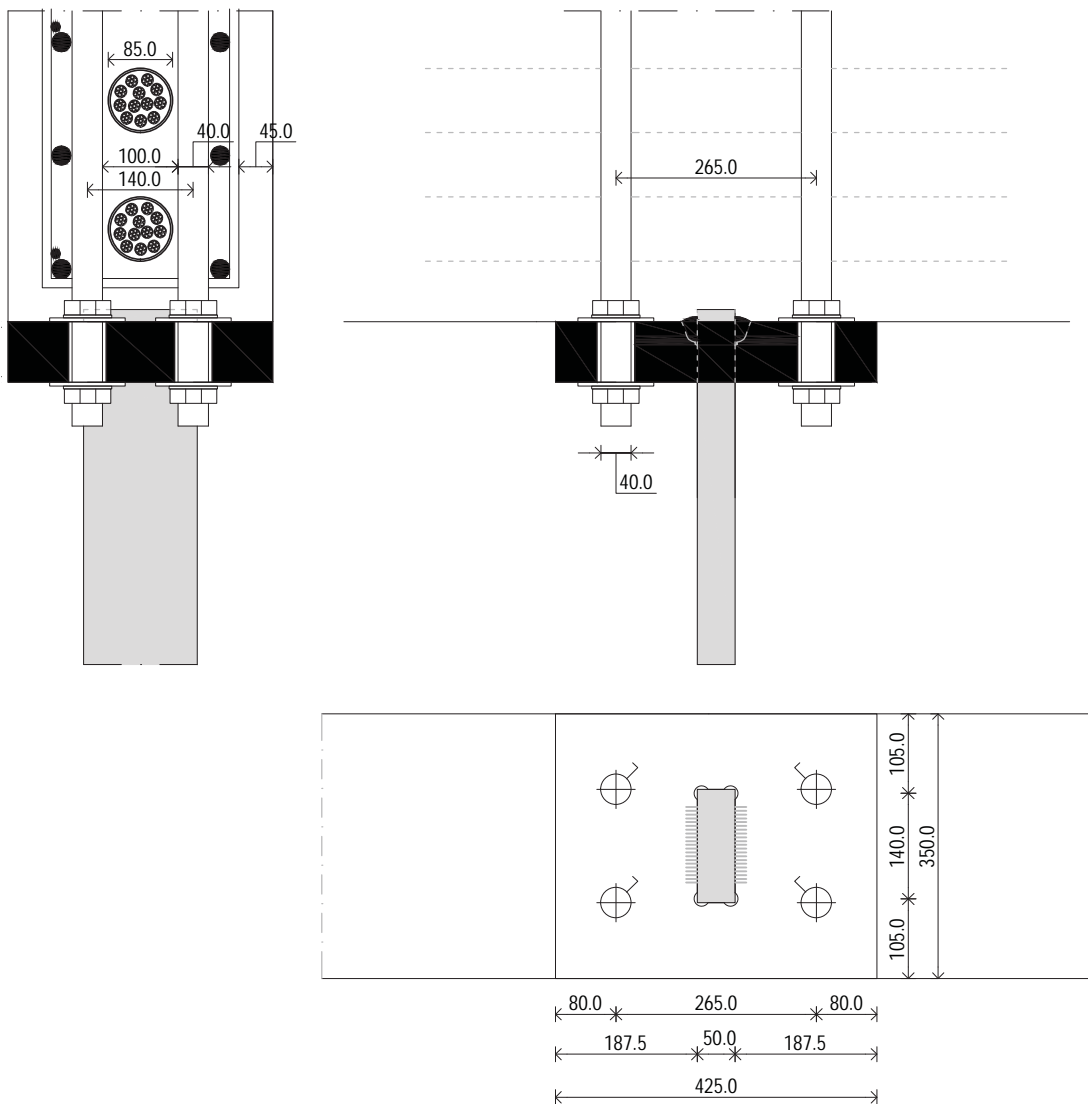
Se decide utilizar esta unión por los siguientes motivos:

- Dimensiones limitadas por ser ejecutada en puntos clave del edificio.
- Detalle constructivo sin posibilidad de desgarro laminar.

Cuando se produzca el hormigonado y fraguado de la laja el elemento deberá poder entrar en carga. Antes de postesar para que en vacío se pueda contar con el total del peso de los elementos estructurales que sostienen las lajas.

Geometría

Se dimensiona con 4 barras de acero corrugadas B 500 SD.



Solicitaciones

Debido a la necesidad de soldar todo el perfil de cuelque macizo para que la soldadura sea suficientemente resistente a tracción, y por la torsión de las láminas debido al viento y al sismo, aparecerá un momento en la unión difícil de evaluar. Por esto se decide considerar como solicitaciones de cálculo a flexión para las uniones las resistencias máximas del perfil macizo.

Por lo tanto se considera la resistencia del perfil la siguiente:

- $N_{j,Ed} = 1821 \text{ kN}$ (aproximadamente 3 veces el axil de cálculo)
- $M_{j,Ed}$ eje débil perfil = 23 kNm a flexión pura
- $M_{j,Ed}$ eje fuerte perfil = 68 kNm a flexión pura

Por otro lado, al agotar a axil una parte del perfil macizo el momento plástico que resiste este es menor, por lo que, se hallan los momentos máximos considerando un axil de 661 kN (el calculado a ELU). Siendo este aproximadamente la tercera parte de la resistencia del perfil macizo a axil, quedaría la siguiente resistencia a flexión:

- $N_{j,Ed} = 661 \text{ kN}$
- $M_{j,Ed}$ eje débil perfil = $2/9 \cdot 50 \text{ mm} \cdot 243 \text{ N/mm}^2 \cdot 7500 \text{ mm}^2 = 60750000 \text{ Nmm} = 61 \text{ kNm}$
- $M_{j,Ed}$ eje fuerte perfil = $2/9 \cdot 150 \text{ mm} \cdot 243 \text{ N/mm}^2 \cdot 7500 \text{ mm}^2 = 20250000 \text{ Nmm} = 20 \text{ kNm}$

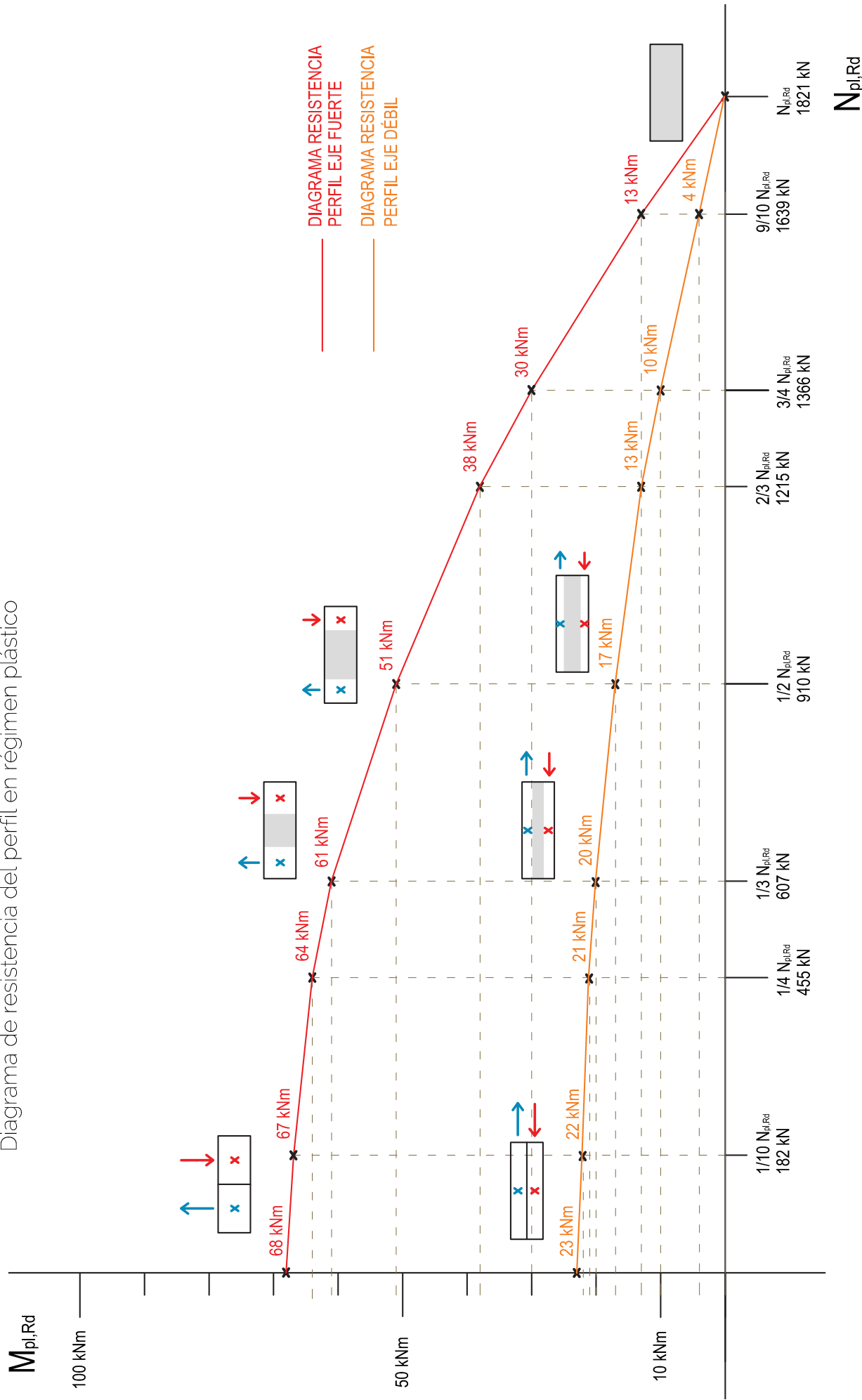
Esto provoca en los pernos una tracción máxima de :

$$661/4 + 61/0.15/2 + 20/0.34/2 = 398 \text{ kN.}$$

$$\text{O en caso de tracción pura: } 1821/4 = 455 \text{ kN}$$

Se adjuntan diagramas de resistencia axil-momento tanto para el eje débil como para el eje fuerte del perfil

Diagrama de resistencia del perfil en régimen plástico



Barras de acero corrugadas (B 500 SD)

BARRAS	
ϕ barras (B 500 SD)	40 mm
Área de una barra	1257 mm ²
Nº de barras	4 -
Área de todas las barras	5027 mm ²
f_{yd} B 500 SD	385 N/mm ²
F_{tRd}	1933 kN

Cada perno resiste una F_{TRd} máximo de 483 kN > 455 kN.

Soldadura a tracción

Por la importancia de la unión se decide efectuar una soldadura de fuerza. Se calcula el espesor de garganta necesario para que la soldadura resista el esfuerzo al que se ve sometida.

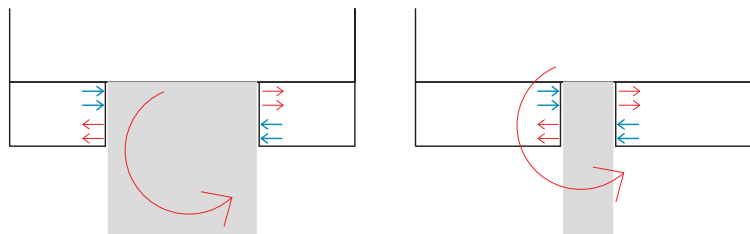
RESISTENCIA SOLDADURA		
a, espesor de garganta	50	mm
l, longitud soldadura	90	mm
nº cordones	2	
Tipo de acero	S275	
l eff, longitud soldadura	90	mm
Resistencia soldadura	2103	kN
Npl Rd	1821	kN

$f_{wv,d}$ (acero S275)= 234 MPa

Soldadura a flexión

Al estar el perfil macizo insertado en su totalidad en la chapa, el movimiento de ambos está vinculado, por lo que no es la soldadura la que tiene que resistir la flexión como habitualmente ocurre. La flexión es resistida por el par de fuerzas que se genera en la unión.

Reacciones en la placa



Placa a flexión

Se busca el patrón de rotura que tenga la mínima dimensión de longitud de línea de rotura y se comprueba que resista la flexión a la que se ve sometido.

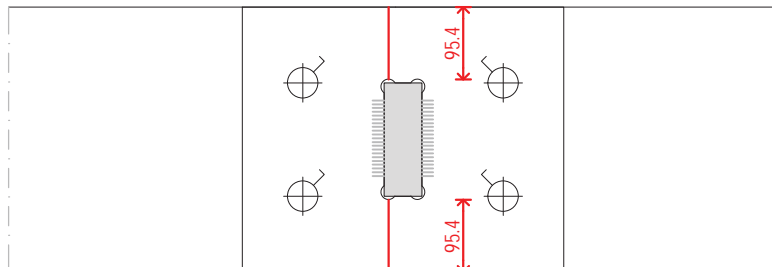
Roturas definidas por el EN 1993 para uniones tipo casquillo:

*Verificación desarrollo brazo palanca

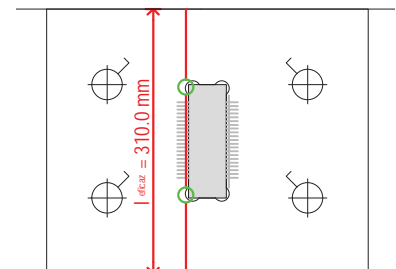
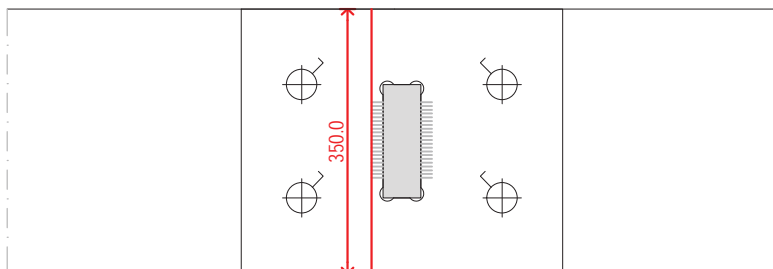
L_b^*1	161	mm
Si $l_b < l_b^*$ HAY FUERZA DE PALANCA		
L_b , longitud tornillo	422.5	mm
l_b^* mm		
m	107.5	mm
A_s	1257	mm ²
$l_{eff\ 1}$	310	mm
t chapa	65	mm
l_b mm		
tuerca	30	15
arandela	10	5
$8 \cdot \phi$	320.0	320.0
chapa 2	65	65
arandela	10	5
tuerca	25	12.5

No se desarrollan brazos de palanca

Eje débil perfil



Esta ruptura no es válida porque está cosida por la soldadura del perfil, pero una que tenga todo el ancho del perfil si.



Aunque, realmente se ha de restar la zona que son huecos en la chapa, debido a que está perforada en las esquinas del perfil.

Quedaría una longitud de línea de rotura total de **310 mm** por fila de tornillos.

Se realiza un diagrama comparativo de la sollicitación frente a la resistencia a flexión de la chapa frontal: en función de las resistencias plásticas del perfil (N-M) y del espesor de la placa (al objeto de aportar capacidad resistente superior a la del perfil de cuelgue).

Se ilustra como se extraen algunos puntos del diagrama:

- Resistencia de la placa

PLACA	Eje débil
f_{yd} (S355)	329 N/mm ²
t, espesor	50 mm
l_{min} línea de rotura	310 mm
$M_{pl,Rd}$ placa	64 kNm

La placa resiste un momento de 64 kNm con una chapa de 50 mm.

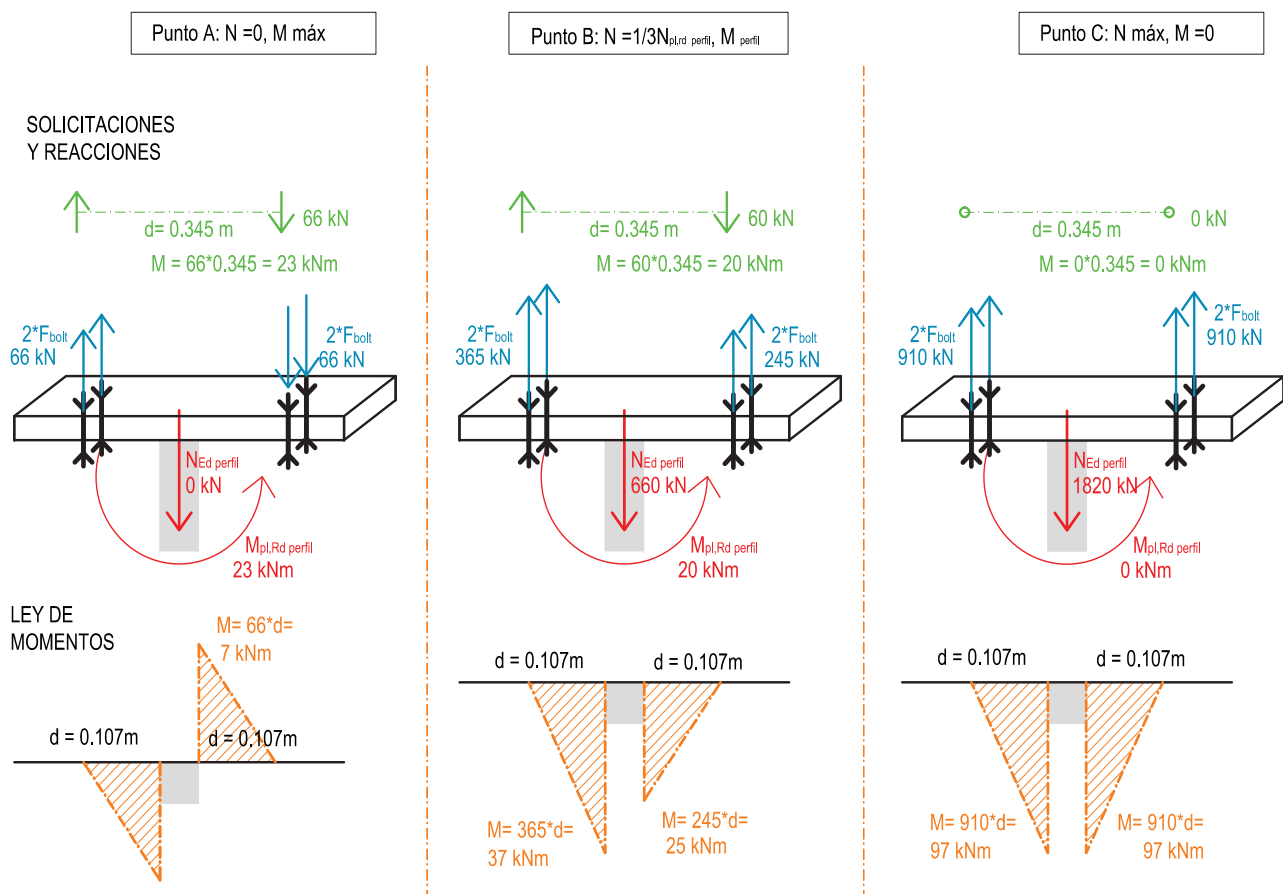
- Solicitación de la chapa frontal a flexión:

El momento que tiene que resistir la placa en ese punto considerando la flexión del perfil en el eje débil sería :

PUNTO B:

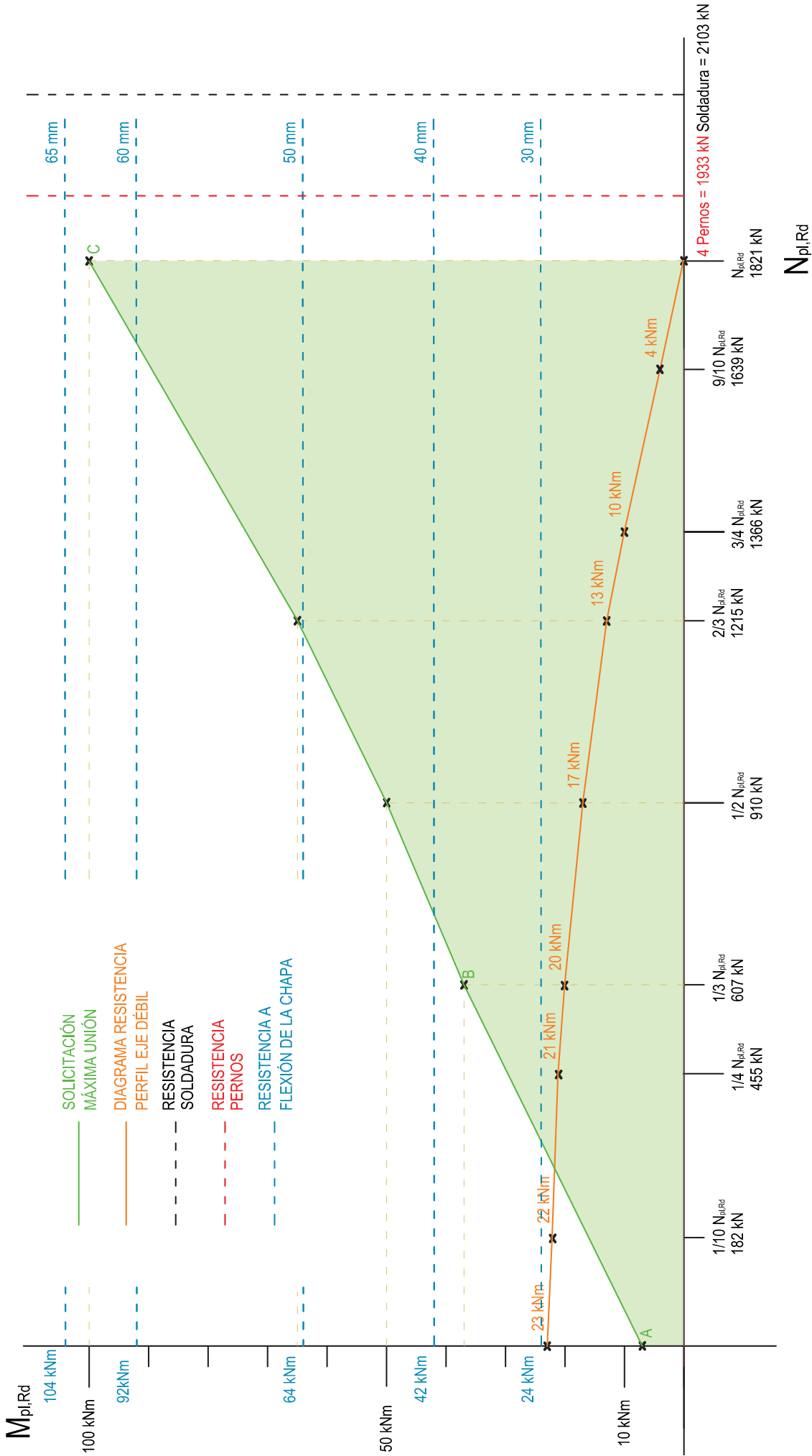
$$F_{1 \text{ perno}} = 607/4 + 20/0.34/2 = 182 \text{ kN.}$$

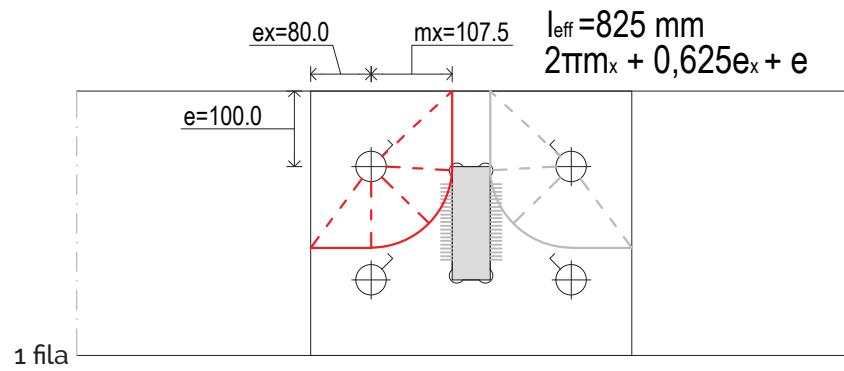
$$M_{\text{fila a tracción}} = 2 * F_{1 \text{ perno}} * 0.107 \text{ m} = 37 \text{ kNm}$$



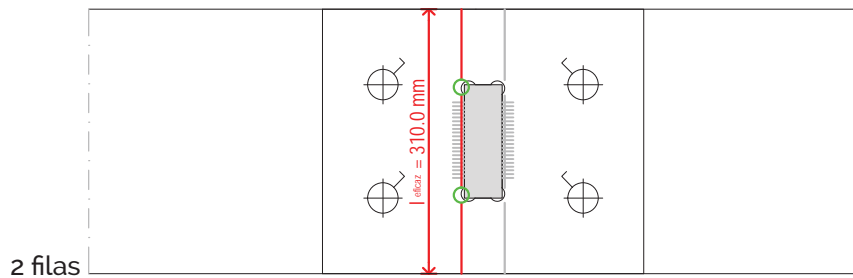
Se elige una chapa de espesor **65 mm** a la luz de los resultados que se muestran en el diagrama siguiente:

Diagrama de solicitaciones en placa y resistencias de la unión



Eje fuerte perfil

Resulta la misma línea de rotura la más desfavorable.



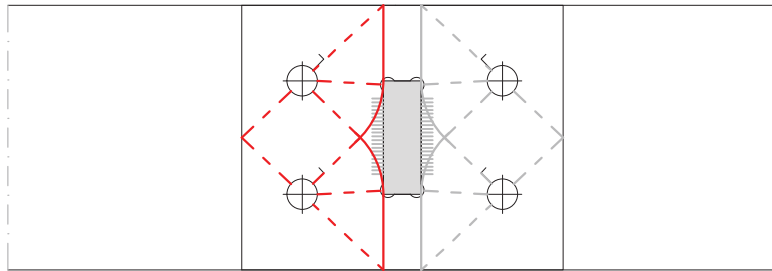
1 fila	Eje fuerte	fila 1+2	Eje fuerte
f_{yd} (S355)	319 N/mm ²	f_{yd} (S355)	319 N/mm ²
t, espesor	65 mm	t, espesor	65 mm
l_{min} línea de rotura	1650 mm	l_{min} línea de rotura	620 mm
$M_{pl,Rd}$ placa	556 kNm	$M_{pl,Rd}$ placa	209 kNm
F_{tRd} 1 fila (2 pernos)	5172 kN	F_{tRd} 1+2 fila (4 pernos)	1944 kNm

* La línea de rotura es el doble de la dibujada en rojo debido a que también está por el otro lado

* La línea de rotura es el doble de la dibujada en rojo debido a que también está por el otro lado

Para una única fila la tracción máxima no puede superar a la tracción de rotura de los pernos :
 $910 \text{ kN} \ll 5172 \text{ kN}$

Cuanto mas cercano está el perfil a la tracción pura, más decrece el momento resistido por este, y más similar es la rotura a la dibujada en la dirección del eje débil del perfil. Para 2 filas (1+2) no es representativo el momento, ya que está compensado, y las longitudes de rotura derivadas de otras configuraciones son mucho mayores. Por ejemplo:



Esta configuración o cualquiera similar resistiría el total del axil del perfil.

Del lado de la seguridad no se han considerado fuerzas de palanca debido a la rigidez de la placa asociada a su gran espesor.

Se comprueba que estos no puedan desarrollarse, aunque en cualquier caso el desarrollo de estas sería favorable.

*Verificación desarrollo brazo palanca

$L_b \cdot 1$	61	mm
---------------	----	----

Si $l_b < l_b^*$ HAY FUERZA DE PALANCA

L_b , longitud tornillo	422.5	mm
---------------------------	-------	----

l_b^*	mm	
m	107.5	mm
A_s	1257	mm ²
$l_{eff 1}$	825	mm
t chapa	65	mm

l_b	mm	
tuerca	30	15
arandela	10	5
$8 \cdot \phi$	320.0	320.0
chapa 2	65	65
arandela	10	5
tuerca	25	12.5

No se desarrollan brazos de palanca

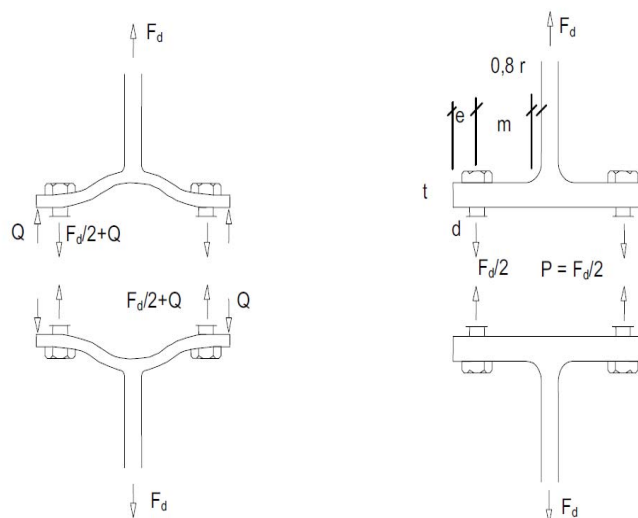
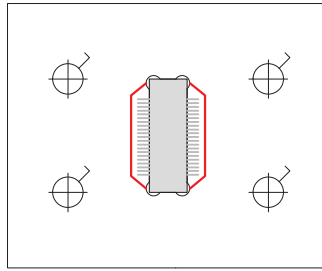


Figura 8.1 Efecto palanca (CTE-A)

Placa a cortante

Se han de comprobar todas las posibles roturas del elemento, lo cual significa trazar también las mínimas líneas de rotura de la placa a cortante. Se ha comprobado que cuando todas las barras están a tracción no rompe la placa por flexión. Sin embargo por si la resistencia de la placa a cortante fuese menor que la de la propia soldadura se ha de comprobar que la placa no rompa alrededor de los pernos o así:

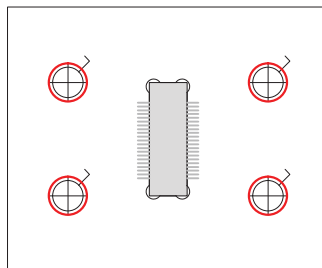


El área a cortante se corresponde con la longitud de la línea de rotura por el espesor.

Cortante	
f_{yd} (S355)	329 N/mm ²
t, espesor	50 mm
f_{vd} (S355)	190 N/mm ²
L_{eff} de rotura a cortante	300 mm
$A_{v,n}$	15000 mm ²
$V_{eff, Rd} = 3^{-1/2} A_{vt} F_y / \gamma_{Mo}$	2846 kN
$V_{Ed} = N_{pl} Rd$ perfil	1821 kN
Válido $V_{Ed} < V_{pl, Rd}$	

Con una chapa de 50 mm es suficiente, luego con una chapa de 65 mm cumple.

Punzonamiento de la chapa



En este caso la longitud de rotura es mayor incluso sin considerar el espesor de la arandela:

$$4 \cdot \varphi \pi = 502 \text{ mm}$$

Se comprueba el punzonamiento de la chapa:

Por analogía se toma en lugar de la fuerza de pretensado (fuerza que comprime la chapa) como fuerza de compresión la tracción máxima que puede soportar una barra.

$$B_{p, Rd} = 0.6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$$

$$f_u = 470 \text{ MPa (S355)}$$

$$t_p = 50 \text{ mm}$$

$$d_m = 42 \text{ mm, menor diámetro entre los círculos circunscrito e inscrito a la tuerca o cabeza del tornillo.}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$B_{p, Rd} = 0.6 \pi 42 \cdot 50 \cdot 470 / 1.25 = 1488 \text{ kN} > 484 \text{ kN (} F_{TRD} \text{ 1 barra)}$$

Con una placa de 50 mm es suficiente, luego una chapa de 65 mm cumple.

Resistencia hormigón a flexión

Se calcula la resistencia a flexión de los pernos junto con el hormigón para saber cual es la resistencia de la unión. Esta sería la equivalente al hormigón a compresión y el acero a tracción (2 pernos). La tracción de los pernos no está limitada por la placa, por lo que se utiliza el F_{tRd} total de 2 barras de $\phi 40$.

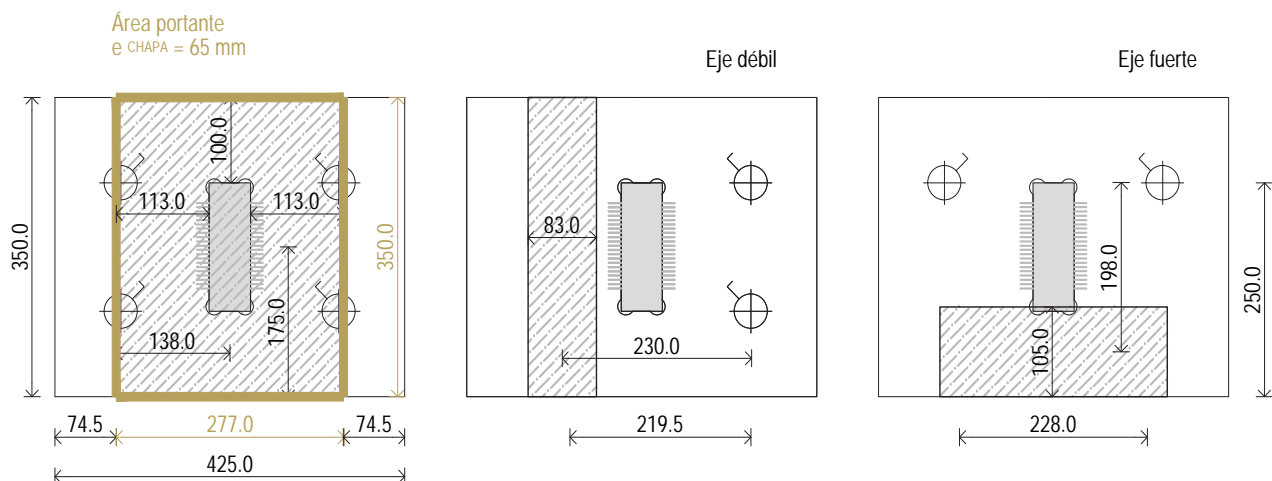
No se calcula a axil puesto que la fuerza es de tracción y no de compresión.

Siendo : el área admisible de hormigón portante :

$c \leq t \cdot \sqrt{(f_{yd} / 3 \cdot f_{jd})} : f_{yd}$ con un coef de seguridad de 1.1 y considerando el acero de la basa. Y puesto que no se puede asegurar el confinamiento del hormigón (f_{jd} coincide con el valor de f_{cd}) :

$$c = 65 \text{ mm} \cdot \sqrt{(355/1.1)/(3 \cdot 50/1.5)} = 113 \text{ mm}$$

PERNOS- HORMIGÓN		Eje débil	Eje fuerte		
f_{yd} (B 500SD)		385 N/mm ²	f_{yd} (B 500SD)	385 N/mm ²	
F_{tRd}	2 barras	967 kN	F_{tRd}	2 barras	967 kN
f_{cd} HP-50		33 N/mm ²	f_{cd} HP-50		33 N/mm ²
b; ancho bloque		350 mm	b; ancho bloque		277 mm
x ;h bloque de compre.		83 mm	x ;h bloque de compre.		105 mm
d; dist pernos- borde bloque		270.9 mm	d; dist pernos- borde bloque		250.0 mm
z; brazo de palanca		230 mm	z; brazo de palanca		198 mm
$M_{pl,Rd}$ placa		222 kNm	$M_{pl,Rd}$ placa		191 kNm
$M_{Ed} = M_{pl,Rd}$ perfil eje débil		23 kNm	$M_{Ed} = M_{pl,Rd}$ perfil eje fuerte		68 kNm
		Válido $M_{Ed} < M_{pl,Rd}$			Válido $M_{Ed} < M_{pl,Rd}$



Anclaje en el hormigón por adherencia.

Se considera unicamente la adherencia de los elementos que están por encima del centro de la laja ya que en el momento de rotura por flexión en ELU se desconoce la posición real de la fibra neutra y es necesario anclar en zonas a compresión.

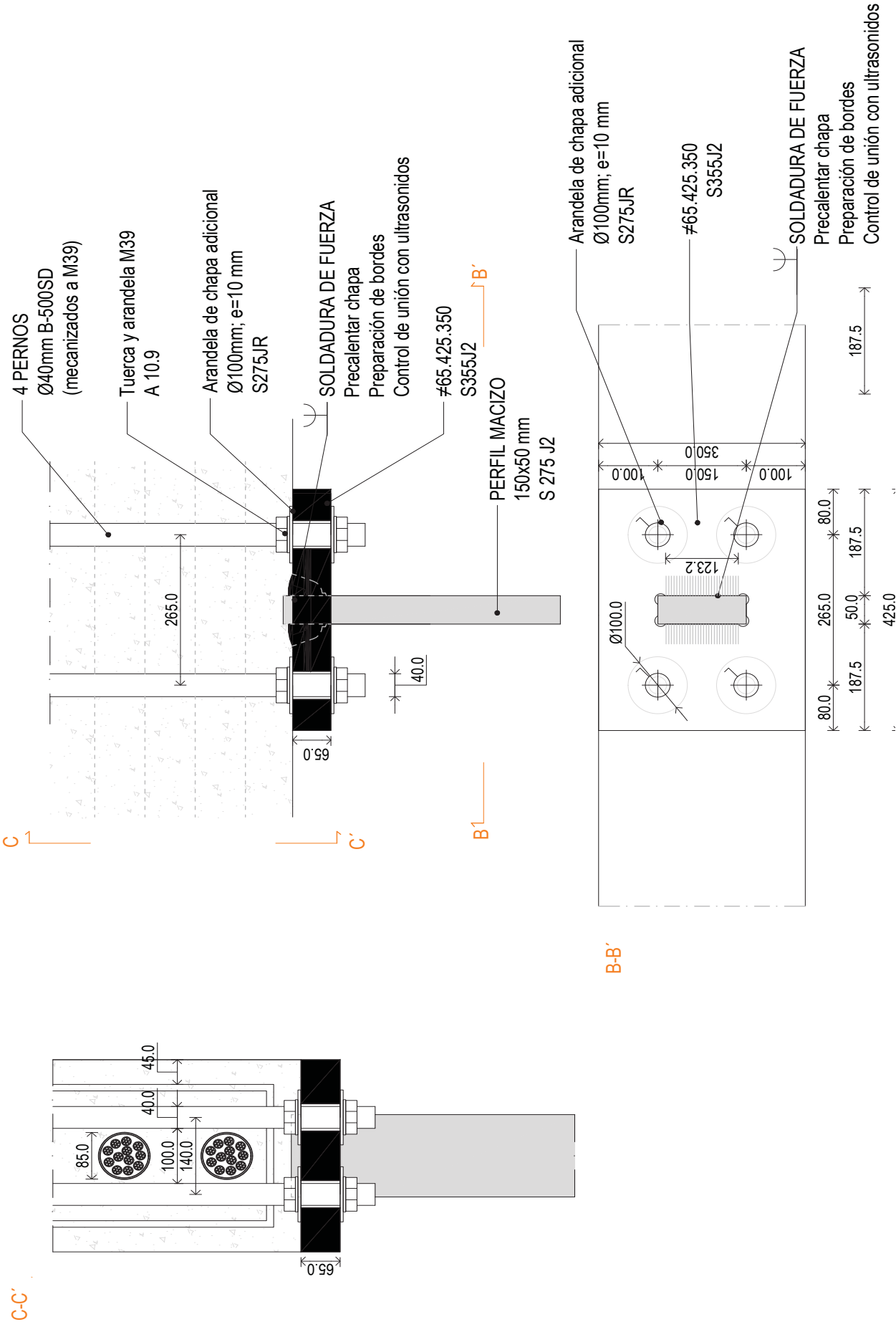
Ya que se prescribe que las condiciones de adherencia de las barras estén certificadas a partir del ensayo de la viga "beam-test" (UNE EN 10080, Anexo C), el valor de la tensión de adherencia τ_{bd} es el que consta en las expresiones del apartado 32.2 de EHE- 08, y la longitud básica de anclaje l_b puede obtenerse de forma simplificada:

$$\text{Posición I: } l_{bi} = m \cdot \sigma^2 \geq (f_{yk}/20) \cdot \phi$$

Siendo m para H- 50 y B500-SD : 1

$$l_b = 1 \cdot 40^2 = 937.5 \text{ mm} \geq (255/20) \cdot 40 = 1600 \text{ mm}$$

Se ancla en una longitud mínima total de 1600 mm.



UNIÓN INFERIOR CON PERFIL HEB 340

UNIÓN EXTREMA EMPOTRADA CON CHAPA FRONTAL DE RESISTENCIA TOTAL

Esta unión es especialmente compleja geométricamente, ya que debe de permitir el apriete de los pernos y a su vez reforzar el perfil HEB 340 de borde donde sea necesario.

Se realizan las siguientes comprobaciones:

1. RESISTENCIA DE LOS PERNOS A TRACCIÓN
2. SOLDADURA A AXIL PLACA- PERFIL MACIZO
3. SOLDADURA A FLEXIÓN PLACA - PERFIL MACIZO
4. PLACA FRONTAL PERFIL MACIZO A FLEXIÓN
5. ALAS PERFIL HEB340 A FLEXIÓN
6. COMPRESIÓN Y TRACCIÓN DEL ALMA DEL PERFIL HEB 340
7. PUNZONAMIENTO DE LAS CHAPAS
8. UNIÓN PRETENSADA

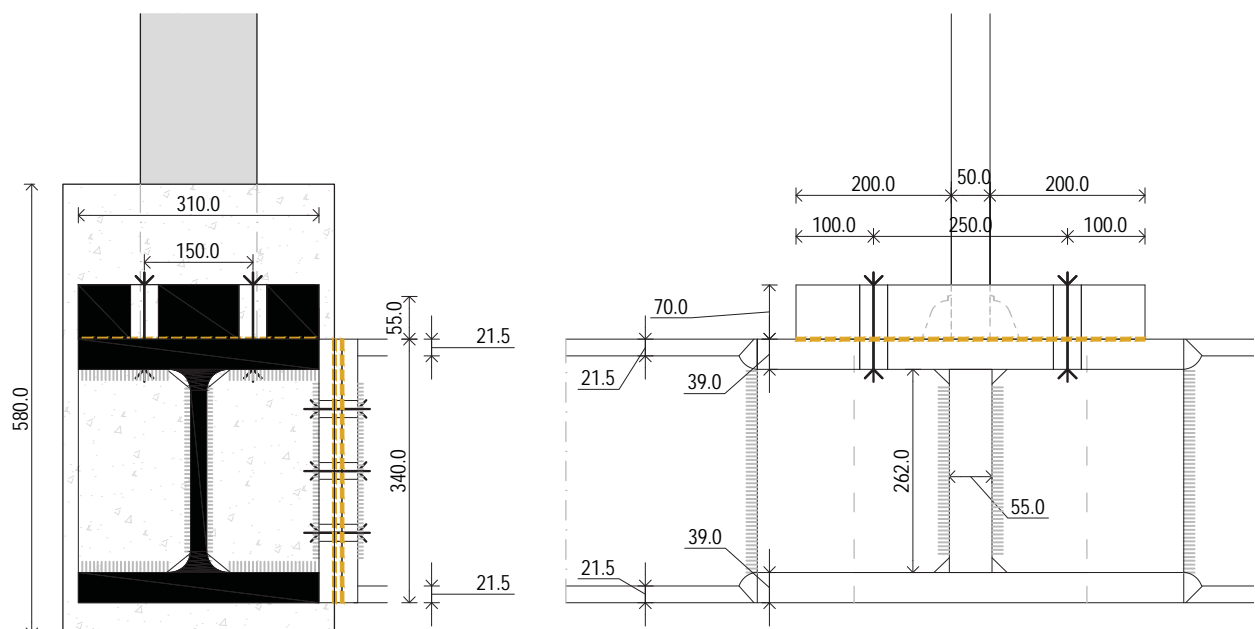
Ejecución

Se decide utilizar esta unión por los siguientes motivos:

- Dimensiones limitadas por ser ejecutada en puntos clave del edificio.
- Detalle constructivo sin posibilidad de desgarro laminar.
- Dimensiones que permiten el apriete de los pernos.

Geometría

Se dimensiona con 4 pernos de M33 de acero de alta resistencia A 10.9



Solicitaciones

Puesto que por la necesidad de soldar todo el elemento para que la soldadura sea suficientemente resistente a tracción aparecerá un momento en la unión.

- $N_{j,Ed} = 661 \text{ kN}$
- $M_{j,Ed}$ eje débil perfil = $2/9 \cdot 50 \text{ mm} \cdot 243 \text{ N/mm}^2 \cdot 7500 \text{ mm}^2 = 60750000 \text{ Nmm} = 61 \text{ kNm}$
- $M_{j,Ed}$ eje fuerte perfil = $2/9 \cdot 150 \text{ mm} \cdot 243 \text{ N/mm}^2 \cdot 7500 \text{ mm}^2 = 20250000 \text{ Nmm} = 20 \text{ kNm}$

Esto provoca en los pernos una tracción máxima de :

$$661/4 + 61/0.15/2 + 20/0.37/2 = 395 \text{ kN}$$

$$\text{O en caso de tracción pura: } 1821/4 = 455 \text{ kN}$$

Pernos de acero de alta resistencia M33 (A 10.9)

PERNOS	M 33
ϕ nominal	33 mm
Área de una barra	694 mm ²
Nº de barras	4 -
Área de todas las barras	2776 mm ²
f_{ub} 10.9	1000 N/mm ²
γ_{M2}	1.25 -
$F_{tRd} = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M2}$	1999 kN

Cada perno resiste una F_{TRd} máximo de 499 kN > 455 kN.

Soldadura a tracción placa- perfil macizo

Por la importancia de la unión se decide efectuar una soldadura de fuerza. Se calcula el espesor de garganta necesario para que la soldadura resista el esfuerzo al que se ve sometida.

RESISTENCIA SOLDADURA		
a, espesor de garganta	50	mm
l, longitud soldadura	90	mm
nº cordones	2	
Tipo de acero	S275	
l eff, longitud soldadura	90	mm
Resistencia soldadura	2103	kN
$N_{pl Rd}$	1821	kN

$$f_{wv,d} (\text{acero S275}) = 234 \text{ MPa}$$

Soldadura a flexión placa- perfil macizo

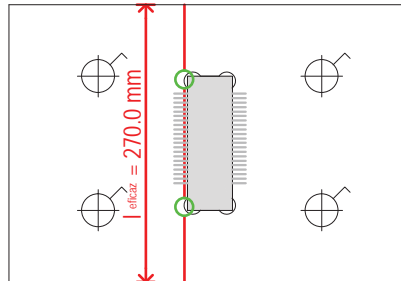
De nuevo, al estar el perfil macizo insertado en su totalidad en la chapa el movimiento de ambos está vinculado, por lo que no es la soldadura la que tiene que resistir la flexión. La flexión es resistida por el par de fuerzas que se genera en la unión.

Placa frontal-perfil macizo a flexión

Se busca el patrón de rotura que tenga la mínima dimensión de longitud de línea de rotura y se comprueba que resista la flexión a la que se ve sometido.

Eje débil perfil

Al ser la distancia entre el perno y el perfil tan elevada, de nuevo la línea mínima es la que define la siguiente imagen:



Como se ha visto en el diagrama, la máxima sollicitación que tiene que resistir la placa a flexión son los 4 pernos trabajando a tracción:

$$F_{1 \text{ perno}} = 455 \text{ kN}$$

$$M_{\text{fila a tracción}} = 2 \cdot F_{1 \text{ perno}} \cdot 0.1 \text{ m} = 91 \text{ kNm} = 91 \text{ kNm.}$$

PLACA	Eje débil
f_{yd} (S355)	319 N/mm ²
t, espesor	70 mm
l_{\min} línea de rotura	270 mm
$M_{pl,Rd}$ placa	106 kNm

Se comprueba con una hoja de cálculo que no haya ninguna línea de rotura inferior y que los resultados son equivalentes. La máxima tracción resistida por fila es de 967kN (F_{tRd} 2 pernos). Cuando la distancia m (distancia perno - límite del perfil) es alta la rotura la define el modo que define la formación de 2 rótulas plásticas.

CIRCULAR					
$L_{eff,cp}$	628	424	474		424 mm
NO CIRCULAR					
$L_{eff,nc}$	525	343	135	318	135 mm

MODO 1	L_{eff}	135 mm
MODO 2	L_{eff}	135 mm

NO se desarrollan brazos de palanca

	$m_{Rd,pl}$ (kNm/m)	$M_{Rd,pl}$ (kNm)	$F_{T,i,Rd}$ (kN)
MODO 1	390.8	52763	1055
MODO 2	390.8	52763	1055
MODO 3			967
Fila o			967 kN

Se comprueba que por la elevada rigidez de las chapas que conforman la unión no se desarrollan fuerzas de palanca para esta rotura

*Verificación desarrollo brazo palanca

$$L_b \cdot 1 = 87 \text{ mm}$$

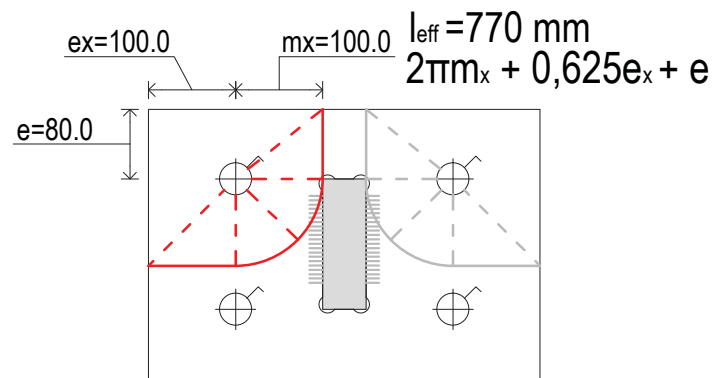
Si $l_b < l_b^*$ HAY FUERZA DE PALANCA

$$L_b, \text{ longitud tornillo (tabla)} = 137.0 \text{ mm}$$

$$l_b \cdot 1 = 87 \text{ mm} < l_b = 132 \text{ mm} . \text{ No hay brazo de palanca, como se ha considerado.}$$

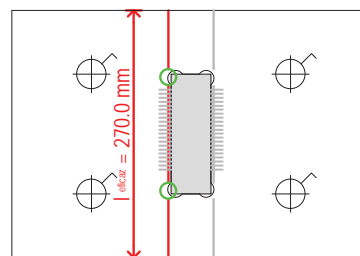
Eje fuerte perfil

Se espera por las similitudes con el caso anterior que no sea limitativo.



1 fila

Resulta la misma línea de rotura la más desfavorable.



2 filas

1 fila	Eje fuerte	fila 1+2	Eje fuerte
f_{yd} (S355)	319 N/mm ²	f_{yd} (S355)	319 N/mm ²
t, espesor	70 mm	t, espesor	70 mm
l_{min} línea de rotura	1540 mm	l_{min} línea de rotura	540 mm
$M_{pl,Rd}$ placa	602 kNm	$M_{pl,Rd}$ placa	211 kNm
F_{tRd} 1 fila (2 pernos)	6019 kN	F_{tRd} 1+2 fila (4 pernos)	2111 kNm

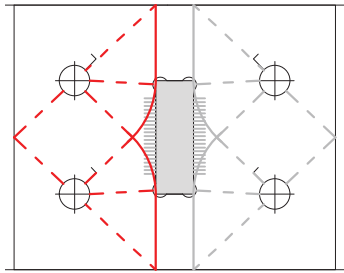
* La línea de rotura es el doble de la dibujada en rojo debido a que también está por el otro lado

* La línea de rotura es el doble de la dibujada en rojo debido a que también está por el otro lado

Para una única fila la tracción máxima no puede superar a la tracción de rotura de los pernos :

$$910 \text{ kN} \ll 6016 \text{ kN}$$

Cuanto más cercano está el perfil a trabajar a tracción pura, más decrece el momento resistido por este, y más similar es la rotura a la dibujada en la dirección del eje débil del perfil. Para 2 filas (1+2) no es representativo el momento ya que está compensado, y las longitudes de rotura derivadas de otras configuraciones son mucho mayores. Por ejemplo:



Esta configuración o cualquiera similar resistiría el total del axil del perfil.

Alas perfil HEB340 a flexión

Se busca el patrón de rotura que tenga la mínima dimensión de longitud de línea de rotura y se comprueba que resista la flexión a la que se ve sometido.

Roturas definidas por EN -1993 -1-8 para uniones tipo casquillo:

Tanto para el eje débil como el eje fuerte se utilizan de base los modos de rotura definidos para alas rigidizadas de pilares por la similitud de condiciones (tabla 6.5 : longitudes eficaces para el ala rigidizada de un pilar).

Se busca limitar la rotura a la de los tornillos. Tras comprobarse que el ala del HEB 340 no es suficiente para alcanzar una resistencia en la chapa cuya rotura sea por rotura de los tornillos se intenta añadir una chapa de refuerzo.

Esta chapa adicional al ala consigue incrementar la resistencia de la chapa en el modo 1, pero no en el modo 2, que sigue estando por debajo de la resistencia del perfil incluso incrementando el límite elástico del HEB 340 a 355 N/mm^2 (se alcanza una resistencia total máxima de los 4 pernos a tracción de 1600 kN < 1821 kN del perfil).

Se intentan modificaciones de la posición de los pernos o colocar rigidizadores en los laterales, pero la resistencia sigue estando igual o por debajo de 1600 kN .

Finalmente se decide recurrir a la misma solución utilizada en la obra real, empalmar perfiles de distinto espesor de alas para poder realizar la unión con suficiente seguridad.

Este empalme se realizará en taller con soldaduras a tope de penetración total ,según se indica en los planos.

El límite elástico de los perfiles empalmados en el cálculo final se mantiene en 275 N/mm^2 .

Se elige un perfil de taller para hacer el empalme: HEM 300 , ya que tiene la misma altura que el HEB 340 y se comprueba que sea suficiente.

La distancia elegida para la unión supone en esta un momento limitado al 74 % del máximo de la viga de borde.

Se verifica que tampoco se pueden desarrollar brazos de palanca en este caso, en el cual el espesor de placa es de 39 mm , (chapa menos rígida).

*Verificación desarrollo brazo palanca

$L_b \cdot 1$	76	mm
Si $l_b < l_b^*$ HAY FUERZA DE PALANCA		
L_b , longitud tornillo (tabla)	137.0	mm
lb		mm
tuerca	21	10.5
arandela	5	2.5
chapa 1	39.0	39.0
chapa 2	70	70
arandela	5	2.5
tuerca	25	12.5

T-STUB

TABLA 6.5 EC3 PARTE 1-8

Espesor ala perfil (S275)	39.0	mm
E chapa de refuerzo (S275)	0.0	mm
$M_{Rd,pl}$ CHAPA DE REFUERZO	0	kNmm

PATRONES DE ROTURA

m2	97.5	mm
m	62.9	mm
e	80.0	mm
e1	97.5	mm
n	78.6	mm
λ_1	0.44	-
λ_2	0.35	-
α (EC figura 6.11)	6.6	-

CIRCULAR

$L_{eff,cp}$	395	393			393
NO CIRCULAR					
$L_{eff,nc}$	337				337 mm

MODO 1	L_{eff}	337	mm	mm
MODO 2	L_{eff}	337	mm	

No se desarrollan brazos de palanca

	$m_{Rd,pl}$ (kNm/m)	$M_{Rd,pl}$ (kNmm)	$F_{T,i,Rd}$ (kN)
MODO 1	97.0	32661	1039
MODO 2	97.0	32661	1039
MODO 3			999
Fila 0			999 kN

Con esta configuración de pernos y perfiles la resistencia a flexión de las alas del perfil HEM 300 queda limitada por la resistencia de los pernos.

Compresión y tracción del alma del perfil HEB340

Se disponen rigidizadores de mayor espesor que el propio perfil macizo para evitar estos modos de fallo.

Punzonamiento de las chapas (tracción)

Por analogía se toma en lugar de la fuerza de pretensado (fuerza que comprime la chapa) como fuerza de compresión la tracción máxima que puede soportar una barra.

$$B_{p,Rd} = 0.6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$$

$f_u = 470$ MPa (S355)

$t_p = 39$ mm (más desfavorable alas HEM 300)

$d_m = 42$ mm, menor diámetro entre los círculos circunscrito e inscrito a la tuerca o cabeza del tornillo.

$\gamma_{M2} = 1.25$

$$B_{p,Rd} = 0.6 \pi 42 \cdot 39 \cdot 470 / 1.25 = 1160 \text{ kN} > 500 \text{ kN} (F_{TRD} \text{ 1 perno})$$

Con el espesor de las alas del HEM 300 es suficiente para resistir el punzonamiento de los pernos

Unión pretensada

La resistencia a ELU es la misma ya que las tracciones en los tornillos son menores que la fuerza de pretensado.

$F_{pCk} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0.7 \cdot 1000 \cdot 694 / 1000 = 486 \text{ kN}$ por perno, prácticamente la fuerza a la que se ha limitado la resistencia del perno (499 kN). Luego favorablemente no hay descompresión ni en ELS ni en ELU, ya que el axil de cálculo de la unión está muy del lado de la seguridad.

El cortante se transmite a través del diafragma que constituye el forjado por su muchísima mayor rigidez en planta.

Diagrama de la unión

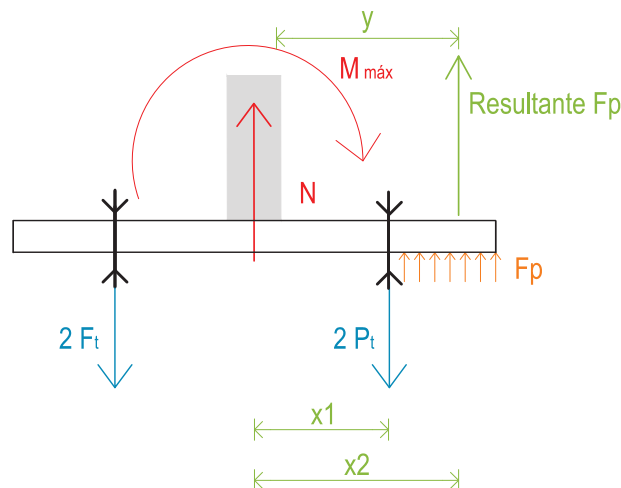
P_t = fuerza de pretensado de los tornillos

F_t = tornillos en rotura

F_p = fuerza de palanca

Para que la placa no rompa por flexión el diagrama se ha de trazar teniendo en cuenta que la fuerza de la placa no puede estar más lejos de una distancia determinada.

* El punto más alejado en el que se puede posicionar la resultante de F_p respecto del borde del perfil se determina igualando el momento que provocaría en la línea de rotura de la placa con el máximo que la placa puede soportar, así se asegura que la placa no rompa con esa compresión. Se utiliza la siguiente ecuación:



$$M_{\max} \text{ placa} = 106 \text{ kNm} \geq F_p \cdot y - 2 \cdot P_t \cdot 100 \text{ mm}$$

DATOS

F_t	1 perno	500	kN
P_t	1 perno	486	kN
$2F_t - 2P_t$		27	kN
$M_{pl,Rd}$ chapa eje débil		106	kNm
$M_{pl,Rd}$ chapa eje fuerte		211	kNm

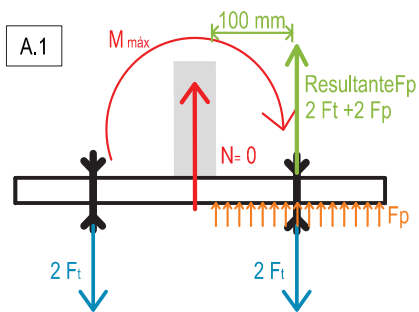
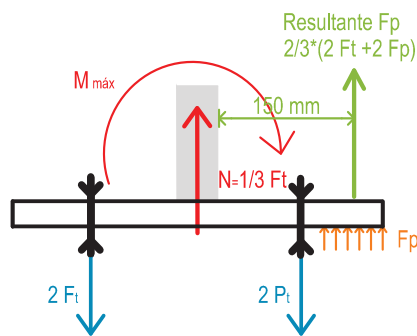
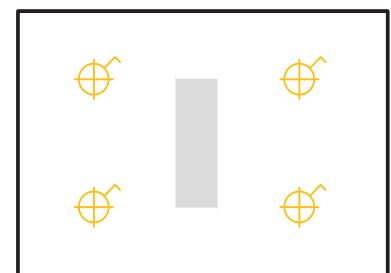
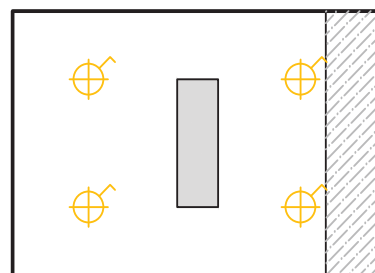
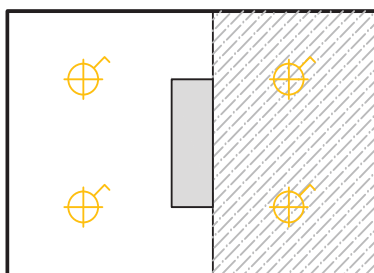
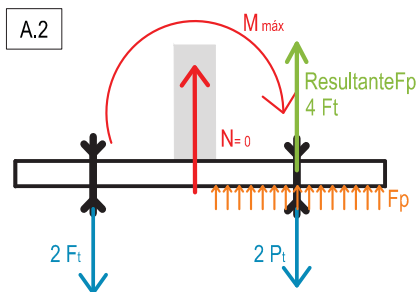
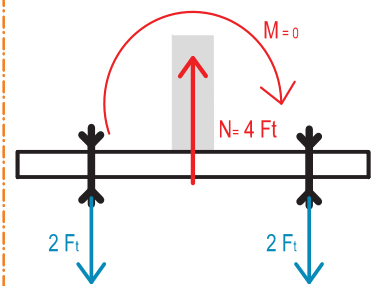
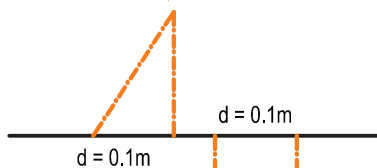
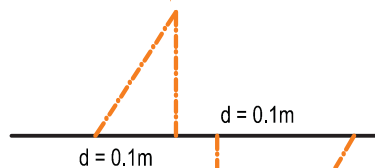
$$F_p = 2F_t + 2P_t - N$$

$$M = (2F_t - 2P_t) \cdot x_1 + F_p \cdot x_2$$

DIAGRAMA N-M CONEXIÓN ENTRE CHAPAS

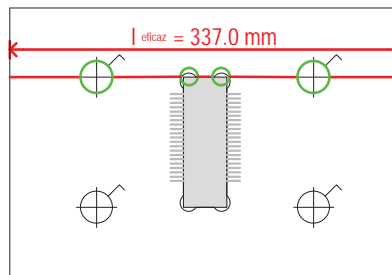
Eje débil

Punto	N kN	Fp kN	x1 mm	x2 mm	M kNm
A.1	0	$2F_t + 2F_t$			
	0	1999	125	125	250
A.2	0	$2F_t + 2P_t$			
	0	1971	125	125	250
B	$1/3 (4F_t)$	$2/3 (2F_t + 2F_t)$			
	666	1332	125	175	237
-	$2/3 (4F_t)$	$1/3 (2F_t + 2F_t)$		compresión en el borde	
	1332	666	125	225	153
C	$4 F_t$	0			
	1999	0			0

Punto A: $N=0$, M máxPunto B: $N = 1/3 (4F_t)$, M Punto C: $N = 4 F_t$, $M=0$  $M \text{ máx} = M_{\text{Rdplca}} = 106 \text{ kNm}$  $M \text{ máx} = M_{\text{Rdplca}} = 106 \text{ kNm}$ $M \text{ máx} = M_{\text{Rdplca}} = 106 \text{ kNm}$  $M \text{ máx} = M_{\text{Rdplca}} = 106 \text{ kNm}$

Eje fuerte

En el otro sentido la placa tendría una línea de rotura diferente por compresión. La compresión máxima que podría tener que soportar sería $4F_t$ en el borde de la placa.



PLACA	Eje fuerte a compresión
f_{yd} (S355)	319 N/mm ²
t, espesor	70 mm
l_{min} línea de rotura	337 mm
$M_{pl,Rd}$ placa	132 kNm

$4F_t$ en el borde de la placa provocan el siguiente momento máximo para esa línea de rotura:

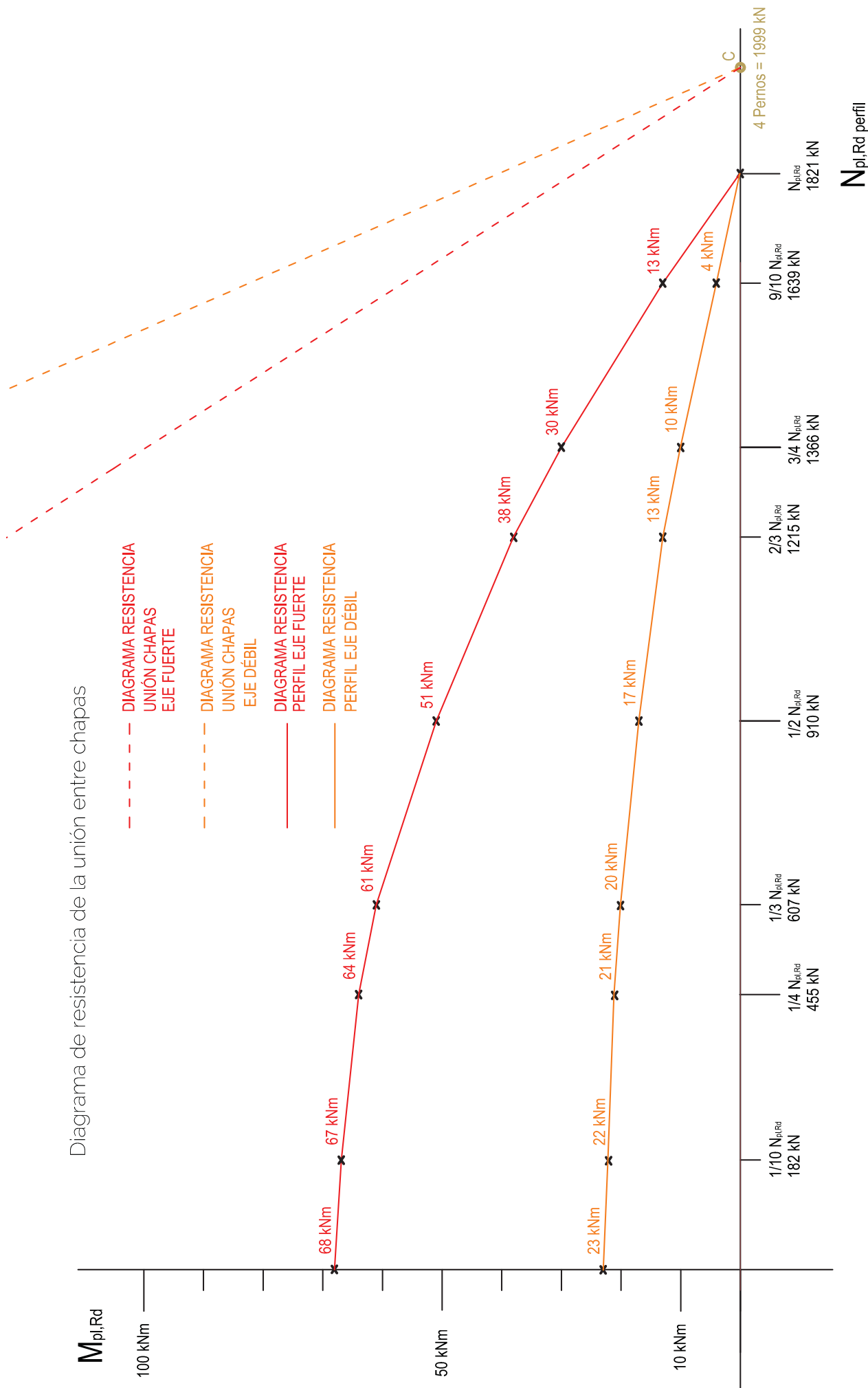
$$M_{\max} = 4 F_t \cdot m = 1999 \text{ kN} \cdot 0.08 = 160 \text{ kNm},$$

Luego la compresión no puede estar concentrada en el borde.

Se repite el proceso con el nuevo límite para la placa con respecto al eje fuerte:

$$M_{\max} \text{ placa} = 132 \text{ kNm} \geq F_p \cdot y$$

DIAGRAMA N-M CONEXIÓN ENTRE CHAPAS			Eje fuerte		
Punto	N kN	Fp kN	x1 mm	x2 mm	M kNm
A.1	0	$2F_t + 2F_t$			
	0	1999	75	141	282
A.2	0	$2F_t + 2P_t$			
	0	1971	75	142	282
B	$1/3 (4F_t)$	$2/3 (2F_t + 2F_t)$		compresión en el borde	
	888	1332	75	155	209
-	$2/3 (4F_t)$	$1/3 (2F_t + 2F_t)$		compresión en el borde	
	1777	666	75	155	105
C	$4 F_t$	0			
	2665	0			0

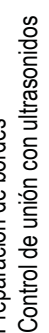


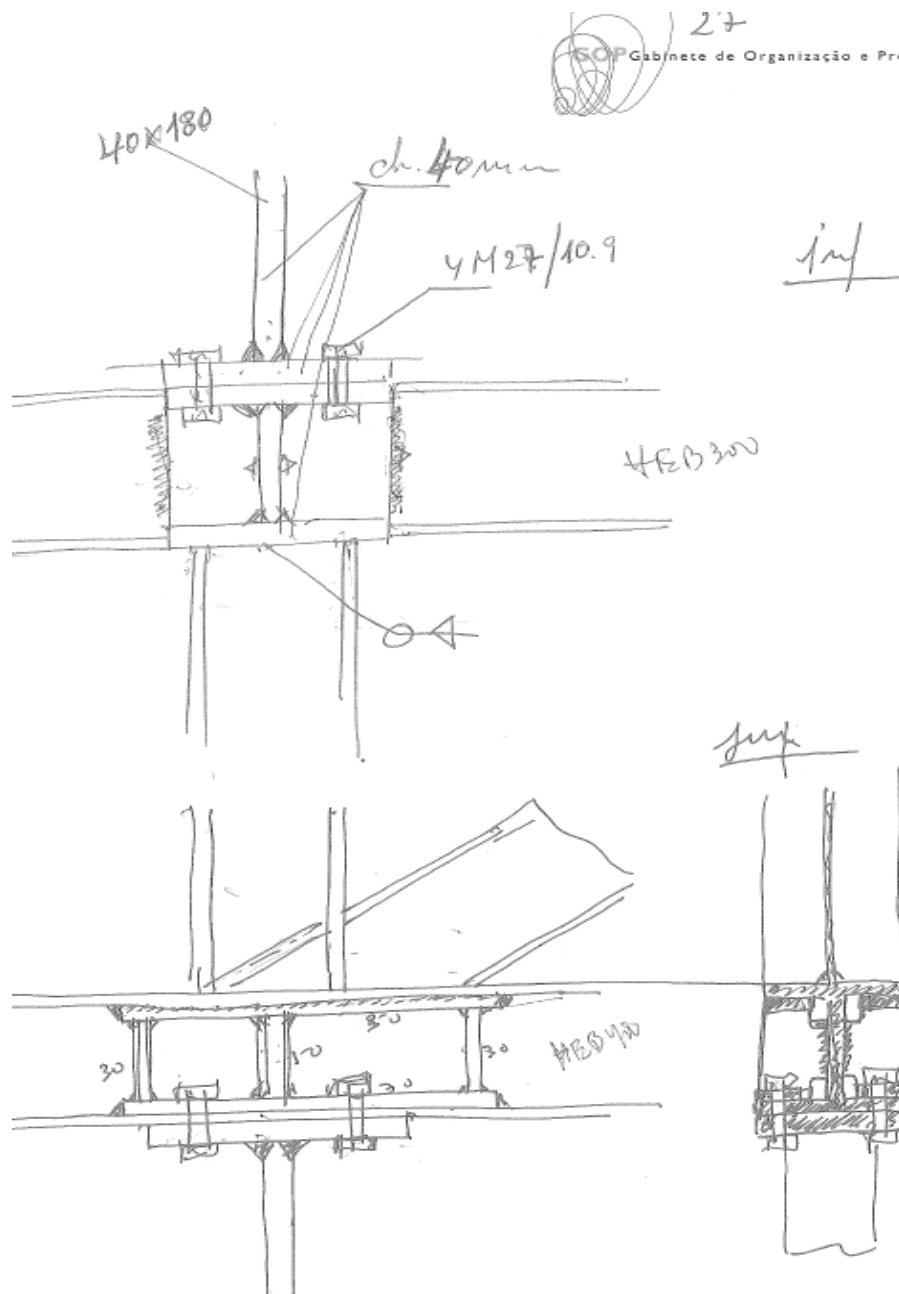
Consideración final

El haber considerado una sección para el perfil macizo de dimensión mayor a la realmente considerada por cálculo obliga a chapas de mayor espesor en situación sísmica, ya que la unión al ser especialmente sensible se ha calculado de resistencia total.

Aunque esto disminuye las flechas diferenciales estas están en valores inapreciables: el acero S275 tiene valores de alargamiento unitario de 0,13% (3 mm en 3 metros para ELS). La principal motivación de este sobredimensionado ha sido que el fallo de un elemento no provoque en ningún caso una ruptura en cadena.

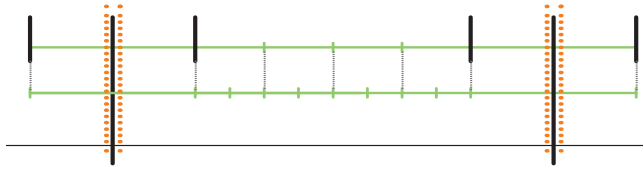
En una valoración riesgo - coste es razonable la solución, pues conlleva el incremento de algunas chapas de pequeñas dimensiones , barras corrugadas y algunos pernos, que por la entidad del proyecto, no son relevantes. Por otro lado hay que tener en cuenta que gran parte del proyecto de la estructura se ha regido por criterios de proyecto o constructivos.



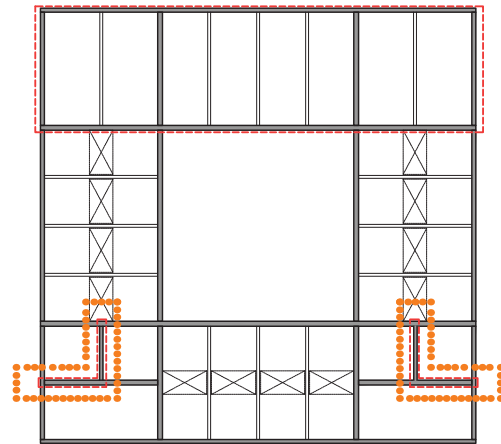


Detalle , autoria: Gabinete de Organización de Proyectos, Lds.

15. CÁLCULO DEL MURO EN L DE HA + PERFIL DE ACERO



Sección esquemática, zona biblioteca.



MUROS EN L

15.1. CONSIDERACIONES GENERALES

Este elemento debe ser dimensionado para resistir las tracciones y compresiones derivadas de las fuerzas verticales y los esfuerzos derivados de las fuerzas horizontales (sismo).

Debido a que el diseño de la estructura obliga al muro a trabajar en tracción, se decide integrar en esa zona del muro un perfil de acero comercial, que deberá estar anclado correctamente a la cimentación. La correcta adherencia a la cimentación se realizará a través de la colocación de conectores en el perímetro del perfil.

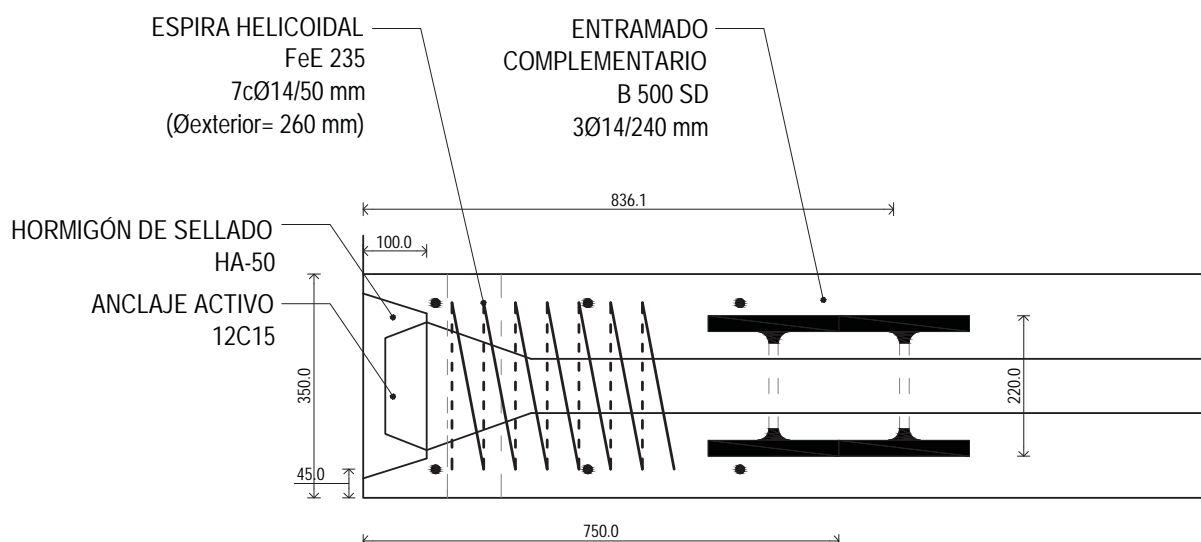
A la hora de dimensionar la cimentación deberá comprobarse que esta resista la tracción máxima a la que se puede ver sometida.

Para realizar la combinación de carga se contará de nuevo con el apoyo del programa SAP2000. Se utiliza el mismo modelo, pero en este caso se le asigna a las cargas favorables (las que disminuyen la tracción) un coeficiente de valor 0.

Puesto que las dimensiones están definidas por los elementos superiores y por los condicionantes de proyecto, el dimensionado definitivo de este elemento será una comprobación de la sección de partida para el hormigón, y un dimensionado estricto para el perfil de acero.

GEOMETRÍA DEL PERFIL

Para la ejecución se deberá tener en cuenta que la losa superior (LP B) posee tendones de postesado, por lo que el perfil debe de ir perforado en el alma en las zonas en las que coincida con las vainas de postesado para permitir su paso.



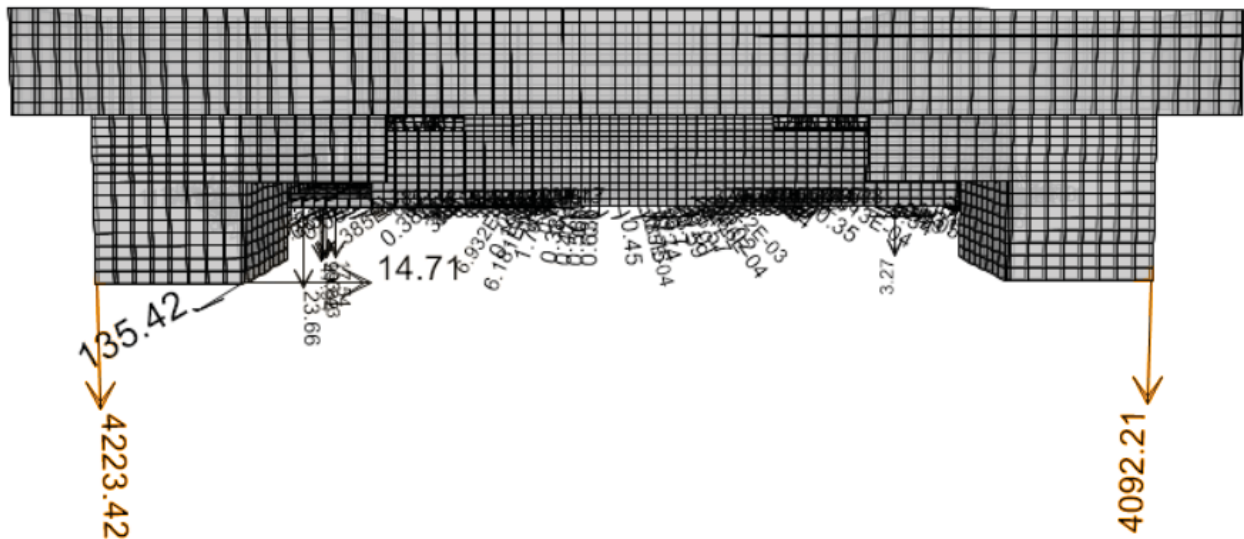
15.2. PERFIL DE ACERO

15.2.1. COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Se dimensiona el perfil de acero para una fuerza de tracción de 4500 kN.

Reacciones [kN]:

Combinación máxima tracción



DIMENSIONADO DEL PERFIL

COMBINACIÓN ELU		4500	kN
f _{yd} (S275)		262 N/mm ²	
Área mínima	17182	mm ²	
N _{pl,Rd} alas 2 perfiles	5396	kNm	
PERFIL ELEGIDO		2 x HEM 200	

A pesar de que se han realizado las pertinentes combinaciones de carga para hallar la que dé como resultado la tracción más desfavorable, se decide elegir un perfil de un área mayor al estrictamente necesario por cálculo. Además, al disminuir la tensión a la que trabaje el acero también disminuirá la fisuración del hormigón. Por otro lado se decide utilizar 2 perfiles en vez de uno, para así poder respetar un recubrimiento mínimo a ambos lados.

Los perfiles tienen un canto suficiente para que los tendones de postesado puedan pasar a través de ellos sin problemas.

Se calcula considerando únicamente la resistencia de las alas de los perfiles; pues, como se ha comentado, por motivos constructivos estos tendrán que tener el alma perforada.

15.2.2. CÁLCULO DEL ANCLAJE MEDIANTE PERNOS CONECTORES

Se utiliza el mismo tipo de conector que en las vigas mixtas.

Se calcula la resistencia de la conexión como la definida por los conectores, siendo esta más desfavorable que las posibles roturas del hormigón. Por las grandes dimensiones del encepado, las roturas por cortante (palanca y borde de la losa) se hacen imposibles.

CONECTORES SOLDADOS Acero S235J2+C450	
f_y	350 Mpa
f_u	450 Mpa
γ_v	1 mm
Φ	25 mm
P_{Rd1}	141372 N
P_{Rd2}	143915 N
hsc ; altura nominal	125 mm
hsc/d	5
α	1
P_{Rd}	141 kN

* Al estar totalmente envuelto se considera toda la resistencia del conector

Para cubrir el total de la resistencia del perfil se necesitan :

$$5400 \text{ kN} / 140 \text{ kN/ud} = 40 \text{ conectores}$$

Para los otros perfiles, dispuestos principalmente por sismo, el número de conectores se calculan con el mismo procedimiento, y se disponen preferiblemente en las alas, por ser los elementos que más tracción transmiten.

- HEM180 S275JR ($N_{pl,Rd} = 2967 \text{ kN}$)

$$3000 \text{ kN} / 140 \text{ kN/ud} = 22 \text{ conectores}$$

- HEM100 S275JR ($N_{pl,Rd} = 1422 \text{ kN}$)

$$1400 \text{ kN} / 140 \text{ kN/ud} = 10 \text{ conectores}$$

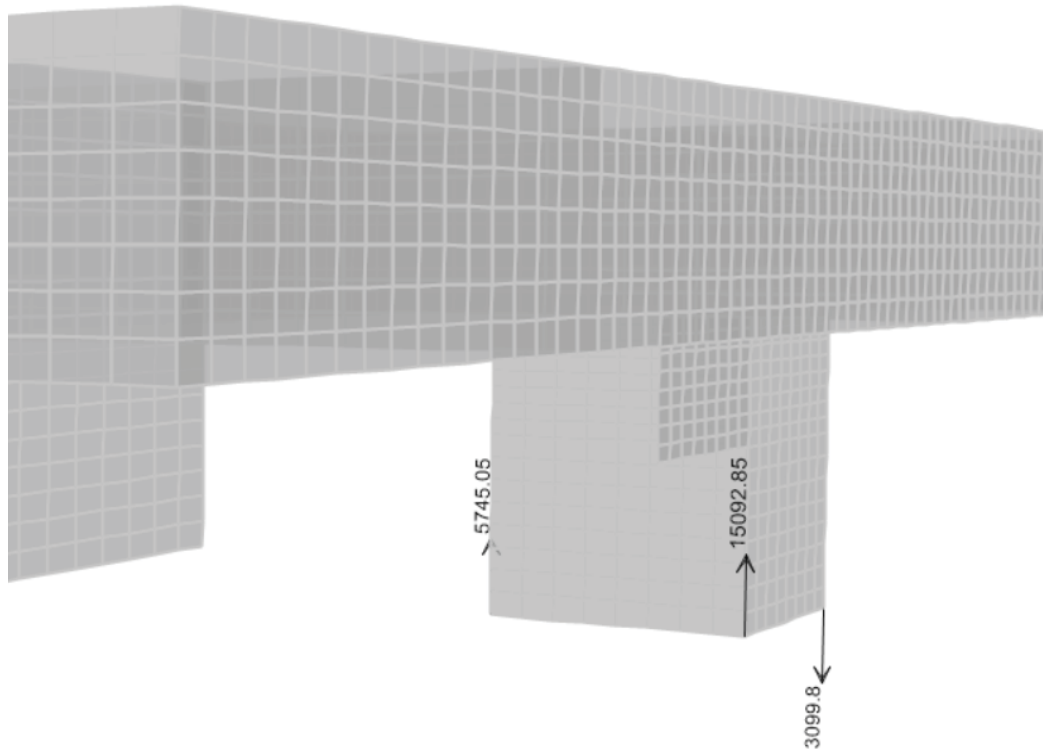
15.3. MURO DE HORMIGÓN

15.3.1. COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Para el muro se realiza la combinación de cargas que produzca la máxima la reacción en cada uno de los puntos, y la correspondiente resultante de estas. Se considera la resistencia de un lado del muro, y en caso de ser necesario (que, según el predimensionado, no lo será), se afinará el cálculo. Este se realizaría considerando las tensiones en cada uno de los puntos como suma de la resultante aplicada al centro de gravedad más los momentos en las 2 direcciones que generaría la excentricidad de esta fuerza (ecuación básica de la resistencia de materiales : $\sigma = N/A + M/W + M/W < f_{yd}$ o f_{cd}).

Reacciones [kN]:

Combinación máxima compresión (ELU todas las cargas).

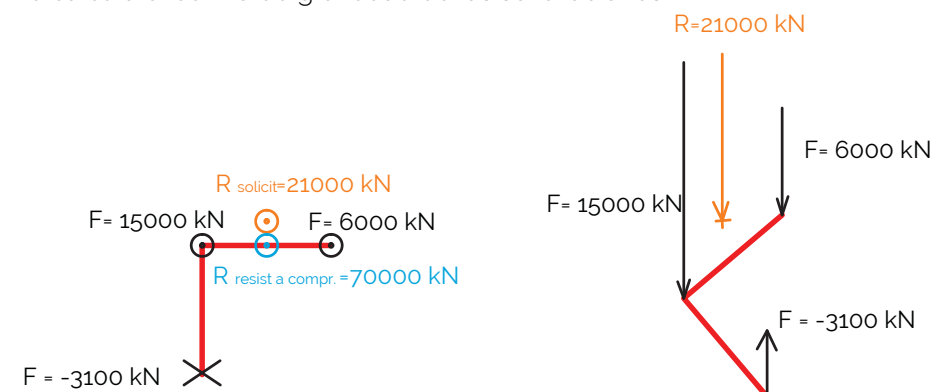


Se comprueba el muro de hormigón para una fuerzas de compresión de 15000 kN y 6000 kN, y una fuerza de tracción de 3100 kN. Al ser un elemento dimensionado por elementos constructivos y proyectuales con una gran dimensión no parece que vaya a presentar problemas de resistencia a compresión. Considerando la resistencia del lado comprimido del muro obtenemos una resistencia de 49000 kN

Se utiliza hormigón armado HA-50 porque en la zona superior se encuentra la zona postesada en la que se ha de utilizar HP -50.

Sección de 600x 35 cm² de HA-50. Resistencia = $6000 \cdot 350 \cdot 50 / 1.5 / 1000 = 70000$ kN

Se calcula el centro de gravedad de las solicitaciones.



El muro cumple holgadamente las solicitaciones a las que está sometido. La inestabilidad local de todos los muros está asegurada debido a la existencia de otros muros que los coaccionan perpendicularmente a su eje débil frente a pandeo.

ARMADO

Se procede a su armado por cuantía geométrica mínima. Al un elemento que forma parte del sistema sismorresistente primario se considera la cuantía de armado mínimo para este tipo de elementos.

Armado final:

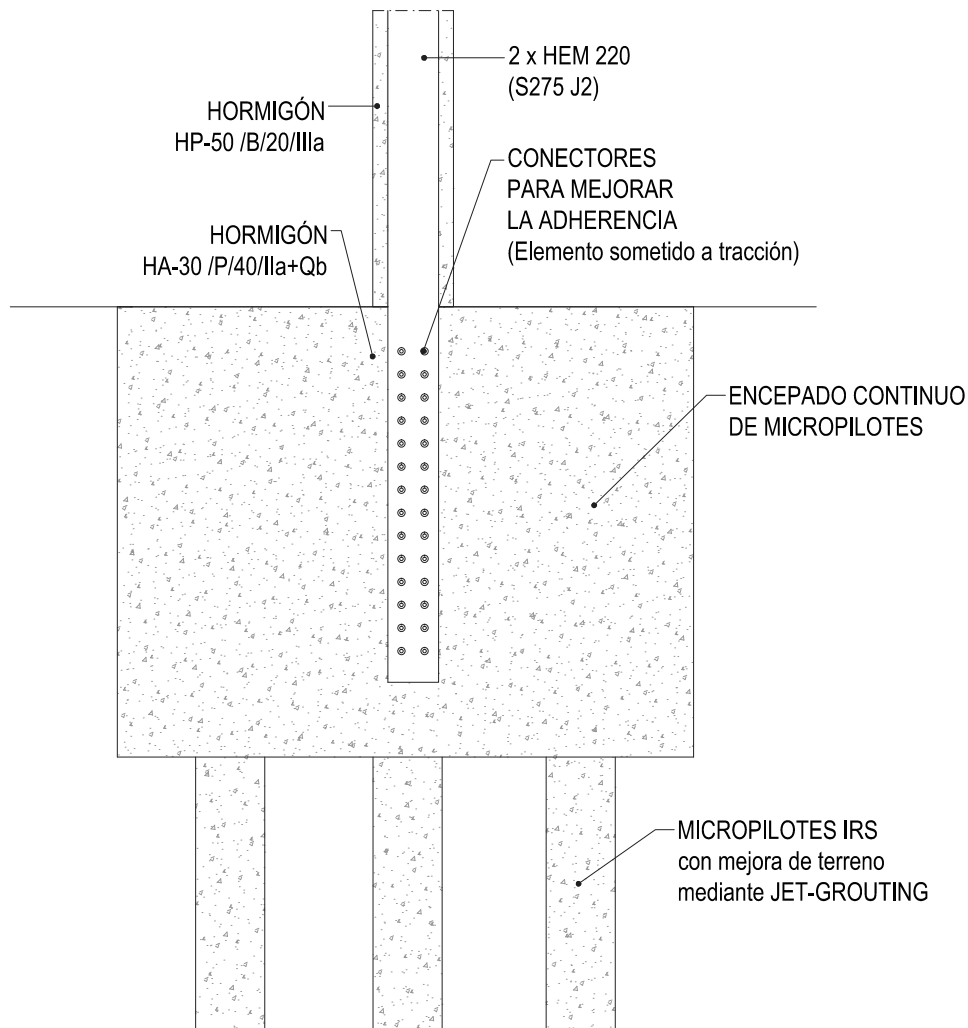
ARMADO HORIZONTAL Y VERTICAL MURO (caras laterales):

HORIZONTAL: ϕ 12/150 mm

VERTICAL: ϕ 12/150 mm

#12/150.150 mm

Se detallan las condiciones por sismo en apartado sísmico.



Sección vertical muro en L por perfil perforado HEM 220

16. OTROS ELEMENTOS

16.1. VUELOS

16.1.1. COMPROBACIÓN DE LA APTITUD AL SERVICIO

Se proyectan los vuelos trabajando en ménsula como losa maciza apoyada y se dimensiona para no tener que comprobar flecha. Siendo la esbeltez recomendada $L/8$, para una luz de 1.6 m hasta el eje de la viga resulta un canto útil de 200 mm para la losa.

Por criterios estéticos y constructivos mínimos, se formalizan y arman todos los vuelos iguales aunque se calcula únicamente el más desfavorable.

El recubrimiento nominal es alto por el tipo de ambiente: 40 mm [$30\text{mm}(r_{\min}) + 10\text{ mm (tolerancia)}$].

Puesto que, por criterios de proyecto esta dimensión debe ser menor, se ajusta el canto útil en función de la tensión real a la que trabaja la armadura.

Siendo la flexión provocada por el vuelo igual a:

$$q_d = 2.5 \text{ kN/m} \cdot 1.35 + 3 \text{ kN/m} \cdot 1.5 = 8 \text{ kN/m}$$

Se añaden los 2 kN/m en el borde del vuelo que establece la norma para la comprobación local

$$M_{Ed} = q_d L^2/2 + q'_d \cdot L = 8 \text{ kN/m} \cdot 1.8^2 \text{ m}^2 / 2 + 2 \text{ kN} \cdot 1.5 \cdot 1.8 \text{ m} = 18.4 \text{ kNm}$$

$$M_{Ek} = q_k L^2/2 + q'_k \cdot L = 5.5 \text{ kN/m} \cdot 1.8^2 \text{ m}^2 / 2 + 2 \cdot 1.8 = 11 \text{ kNm}$$

GEOMETRÍA LOSA

h (canto total)	150 mm
r (recubrimiento) [EHE-08 art.37.2.4)	50 mm
d (canto útil)	100 mm
b (ancho superior)	1000 mm
bw (ancho alma, inferior)	1000 mm

Momento -	11 kNm
ω/As	$2.17\text{E-}04 \text{ mm}^{-2}$
μ	$5.25\text{E-}02 \leq 0.29$
$1-\sqrt{1-2\mu}$	$5.40\text{E-}02$
y	$5.40\text{E+}00 \text{ mm} < h\text{-bloque compresión}$
As	248.20 mm²/metro

Sin armadura de compresión y con armadura de tracción trabajando al límite

CÁLCULO DE LA ESBELTEZ MÍNIMA

L	1600	mm
K; tabla 50.2.2.1.a	0.4	-
Factor que tiene en cuenta los diferentes sistemas estructurales		
f_{ck}	30.0	N/mm ²
ρ_o	0.005	

Cuantía geométrica de referencia

SECCIÓN

b, ancho	1000	mm
d, canto útil	100	mm
Área	100000	mm ²

 ρ **0.004**Cuantía geométrica de **tracción** en el centro de la luz necesaria para resistir las acciones de cálculo

(En voladizos en la sección de arranque)

ARMADURA: diametro	12	
As, área de un barra (arm. pasiva):	113	mm ²
Separación	300	mm
Número de barras (arm. pasiva):	3	ud
	377	mm ²

 ρ' **0.000**Cuantía geométrica de **compresión** en el centro de la luz necesaria para resistir las acciones de cálculo

(En voladizos en la sección de arranque)

ARMADURA: diametro	12	
As, área de un barra (arm. pasiva):	113	mm ²
Separación	0	mm
Número de barras (arm. pasiva):	0	ud
	0	mm ²

En la tabla la tensión de la armadura bajo cargas de servicio es 310 N/mm²

Para otros valores de tensión

f_{yk}	500	N/mm ²
As,real	377	mm ²
As,necesaria	225.00	mm ²
σ_s	185	N/mm ²
$310/\sigma_s$	1.67	

Si $\rho \leq \rho_o$

d	84.4	mm
---	------	----

Si $\rho > \rho_o$

d	104	mm
---	-----	----

Canto útil mínimo

d	8.4	cm
---	-----	----

Considerar otros valores de tensión de la armadura

Se itera y se alcanza un canto total adecuado, 15 cm (10 + 5cm) en el eje de la viga, que disminuye hasta 10 cm en el borde libre del vuelo.

16.1.2. COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

FLEXIÓN

LOSA		HA -30
h, canto de la sección		150 mm
r, recubrimiento		50 mm
d, canto útil		100 mm
b, ancho viga /losa		1000 mm
cgm		270 mm ² /m
cg total		452 mm ² /m
Cuantía de acero superior		452 mm²
φ		12 mm
Cuantía por redondo		113 mm ²
Número de redondos		4.0 ud.
M-		
Axil acero		196522 N
y, altura del bloque de compresiones		10 mm
z, brazo		95 mm
M _{Rd}		18.7 kNm

$$M_{Rd} = 18.7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 18.4 \text{ kNm}$$

φ12/250 mm- Armadura superior

VUELOS SIN SOBRECARGA DE USO

Siendo la flexión provocada por el vuelo igual a:

$$q_d = 2.5 \text{ kN/m} \cdot 1.35 + 1 \cdot 1.5 = 5 \text{ kN/m}$$

$$L = 1.8 \text{ m}; M_{Ed} = q_d L^2 / 2 = 5 \text{ kN/m} \cdot 1.8^2 \text{ m}^2 / 2 = 8.1 \text{ kNm}$$

$$L = 1.6 \text{ m}; M_{Ed} = q_d L^2 / 2 = 5 \text{ kN/m} \cdot 1.6^2 \text{ m}^2 / 2 = 6.4 \text{ kNm}$$

Cuantía de acero superior		200 mm ²	165 mm ²
φ		8 mm	8 mm
Cuantía por redondo		50 mm ²	50 mm ²
Número de redondos		4 ud.	3.3 ud.
M+			
Axil acero		86957 N	71739 N
y, altura del bloque de compresiones		4 mm	4 mm
z, brazo		98 mm	98 mm
M _{Rd}		8.5 kNm	7.0 kNm

$$M_{Rd} = 8.5 \text{ kNm} > M_{Ed} = 8.1 \text{ kNm}$$

φ8/250 mm- Armadura superior

$$M_{Rd} = 7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 6.4 \text{ kNm}$$

φ8/300 mm- Armadura superior

CORTANTE

$$V_{Ed} = q_d \cdot L + q'_d = 8 \cdot 1.8 + 2 = 16.8 \text{ kN a eje}$$

$$V_{Ed} \text{ máximo a cara de viga} = 14.6 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} \text{ máximo a un canto útil} = 14 \text{ kN}$$

Se calcula la resistencia a cortante de una losa de este canto sin armado a cortante. En piezas sin armadura a cortante la rotura se produce antes por tracción que por compresión oblicua del alma.

Puesto que la resistencia a cortante es muy alta y el incremento que se produce debido a la armadura muy bajo también son válidas las secciones menos armadas.

COMPROBACIÓN AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN OBLICUA EN EL ALMA		$V_d \leq V_{u2}$
ZONAS FISURADAS		
Piezas sin armadura de cortante		Vu2
$\xi < 2$		1.99
As (longitudinal)		452 mm ²
$\rho < 0.02$		0.005
f_{ctd}		2.03 N /mm ²
$f_{cv} = f_{ck}$ (control directo)		30.00 N /mm ²
$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0.15 \alpha_l \sigma'_{cd} \right] b_o d$		
Vu2		57 kN
$V_{u2} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{ck}^{1/2} + 0.15 \alpha_l \sigma'_{cd} \right] b_o d$		
Vu2 min		77 kN
Vu2		77 kN

TORSIÓN VUELO PRINCIPAL

Resolución de la torsión mediante flexión

Siendo la flexión provocada por el vuelo igual a:

$$q_d = 2.5 \text{ kN/m} \cdot 1.35 + 3 \text{ kN/m} \cdot 1.5 = 8 \text{ kN/m}$$

Se añaden los 2 kN/m que establece la norma para la comprobación local

$$M_{Ed} = q_d L^2 / 2 = 8 \text{ kN/m} \cdot 1.8^2 \text{ m}^2 / 2 + 2 \text{ kN} \cdot 1.5 \cdot 1.8 \text{ m} = 18.4 \text{ kNm}$$

Para resolver la torsión producida por el vuelo se coloca la siguiente armadura considerando solo el par de fuerzas que se puede dar en la prelosa de 20 cm de canto total:

$$M_{Rd} (12 / 300 \text{ mm}) = 23.8 \text{ kNm}$$

$$\phi 12 / 300 \text{ mm}$$

16.2. FORJADO SANITARIO

16.2.1. COMPROBACIÓN DE LA APTITUD AL SERVICIO

Se dimensiona el canto mínimo para no tener que comprobar flecha por criterios de esbeltez según la tabla 50 de la EHE.

Viga extrema (consideraciones debido a la existencia de emparrillado), $L = 11.7$ m.

Límite de esbeltez según la normativa:

$L/d = 20$. El canto útil mínimo es 58 cm que se puede corregir por tener una cuantía de armado muy alta por criterios mínimos. Se decide utilizar un canto total de 60 cm.

$h = 60$ cm

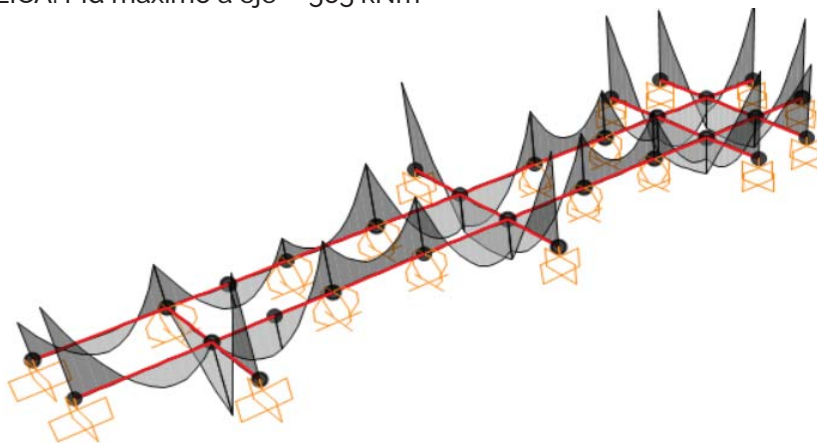
16.2.2. COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Se analiza el elemento como un elemento lineal en régimen elástico para tener una reserva de ductilidad en caso de sismo, con cargas lineales aplicadas según la disposición de las prelosas. Se consideran puntos de apoyo las zonas donde se encuentran los encepados de micropilotes. Se arma según requisitos de momento.

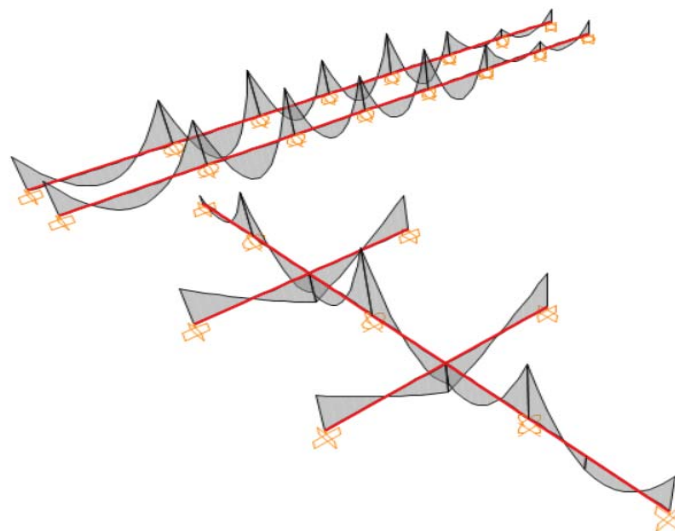
FLEXIÓN

Diagrama de momento [kNm]: escala 1/100

ZONA PÚBLICA: M_d máximo a eje = 565 kNm



ZONA ADMINISTRATIVA: M_d máximo a eje = 720 kNm



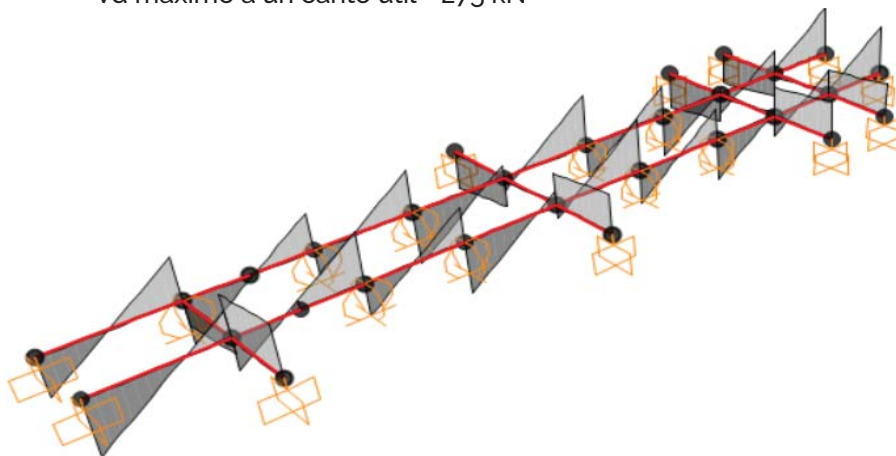
VIGA		HA -30	M,Rd, Momento resistido [kNm]	
			2ϕ16	92
h, canto de la sección		600 mm	4ϕ16	180
r, recubrimiento mecánico		60 mm	2ϕ16+2ϕ20	228
d, canto útil		540 mm	2ϕ20	142
b, ancho viga		350 mm	3ϕ20 (942 mm² > cgm)	209
cgm CARA TRACCIONADA		588 mm ²	4ϕ20	274
cgm CARA COMPRIMIDA		176 mm ²	5ϕ20	335
cgm AMBAS CARAS SISMO		840 mm ²	6ϕ20	394
			2ϕ20+2ϕ25	343
			2ϕ20+3ϕ25	434
			7ϕ20	451
			8ϕ20	505
			6ϕ25	574

Se suponen recubrimientos iguales arriba y abajo

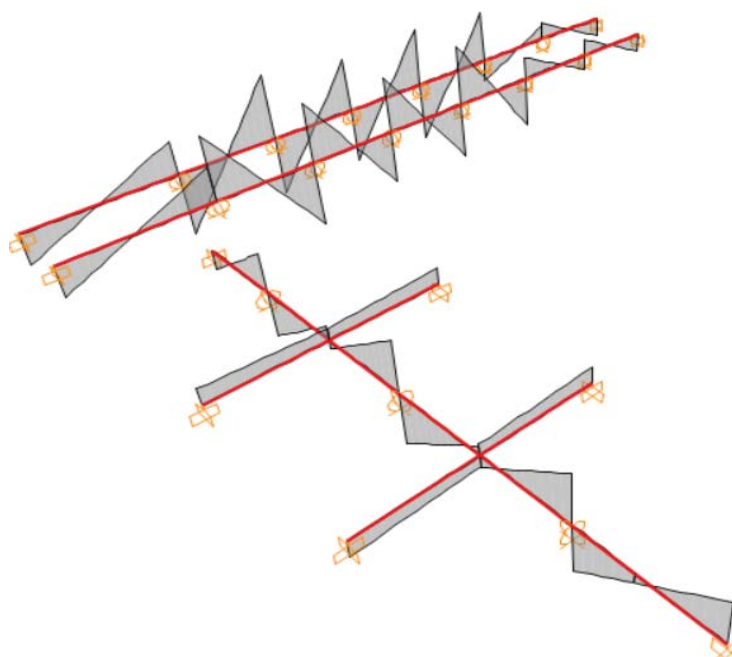
CORTANTE

Diagrama de cortante [kN]: escala 1/100

ZONA PÚBLICA: Vd máximo a cara de viga = 295 kN
Vd máximo a un canto útil = 275 kN



ZONA ADMINISTRATIVA: Vd máximo a cara de viga = 295 kN
Vd máximo a un canto útil = 275 kN



COMPROBACIÓN AGOTAMIENTO POR COMPRESIÓN OBLICUA EN EL ALMA

$V_d \leq V_{u1}$

Piezas con armadura de cortante

V_{u1}

$$V_{u1} = K f_{1cd} b_0 d \frac{\cotg \theta + \cotg \alpha}{1 + \cotg^2 \theta}$$

En piezas sin armadura de cortante no resulta necesaria [44.2.3, EHE 08]

f_{cd}	20 N/mm ²
f_{1cd} (0.3 fcd si fcd < 60 N/mm ²)	6 N/mm ²
N _d ; esfuerzo axil de cálculo incluyendo pretensa	0 kN
Ac; área de hormigón	203000 mm ²
K (44.2.3.1 EHE 08) función de σ_{cd} / f_{cd}	1.00 -
b_0 ; menor ancho que presente la sección	350 mm
d; canto útil en el punto considerado	540 mm
α ; ángulo de las arm con el eje de la pieza	90 °
α	1.57 rad
$\cotg \alpha$	0.00
θ ; ángulo entre las bielas de compresión y el eje de la pieza	45 °
θ	0.79 rad
$\cotg \theta$ (0,5 ≤ $\cotg \leq 2$)	1.00
Incremento por inclinación de las armaduras	1.0

Para el cálculo de pilares debe tenerse en cuenta la compresión absorbida por las arm comprimidas

Fórmula simplificada (0.3 fcd)**V_{u1}****1134** kN**COMPROBACIÓN AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN OBLICUA EN EL ALMA**

$V_d \leq V_{u2}$

CON ARMADURA CORTANTE

Piezas con armadura de cortante	V_{u2} = V_{cu} + V_{su}
V_{u2} , Cortante resistido [kN]	kN
1c2r $\phi 12/300$ (st máxima)	252 kN
1c2r $\phi 12/200$	325 kN
1c2r $\phi 12/100$	545 kN
1c2r $\phi 8/300$ (st máxima)	171 kN
1c2r $\phi 8/200$	245 kN
1c2r $\phi 8/100$	301 kN
1c2r $\phi 6/300$ (st máxima)	142 kN
1c2r $\phi 6/200$	161 kN
1c2r $\phi 6/100$	216 kN

Se ha calculado la resistencia a cortante considerando la cuantía de armadura longitudinal a tracción el armado base (3 $\phi 20$).

Para armado final, véanse planos.

16.3. PERFILES METÁLICOS (PLANTA PRIMERA- BORDE ESCALERA)

16.3.1. SOLICITACIONES

Cargas en valor característico		kN/m ²
PP	Elem. estructurales	4.0
PP	Elem. constructivos	3.0
SB	Uso	5.0
SB	Nieve	0.0

Combinación (ELU)	16.95	kN/m ²
Luz	10.0	m

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Uso	0.7	0.7	0.6
Nieve	0.5	0.2	0.0

Ancho tributario	4.5	m
Carga uniforme	76.28	kN/m
Momento isostático	953	kNm
Cortante isostático	381	kN

Al ser un perfil de catálogo el elegido se puede clasificar automáticamente clase 1, y por lo tanto, es admisible considerar su resistencia plástica a nivel seccional según la normativa.

Perfil **HEB 550** sin conectar.

A pesar de que se podría bajar el perfil, se decide homogeneizar los perfiles para así poder homogeneizar las uniones.

PROPIEDADES PLÁSTICAS DE LA SECCIÓN:

N_{sRd} Axil que agota perfil	6655 kN
M_{pLRd} (SOLO PERFIL)	1464 kNm

16.3.2. COMPROBACIÓN DE LA APTITUD AL SERVICIO

DEFORMACIONES

		I inercia (cm ⁴)	q (kN/m)	flecha (mm)
FLECHA INSTANTÁNEA	t=0	136700	18.0	8.2
Δ hasta FLECHA TOTAL	t= ∞	136700	27.0	12.2
FLECHA ACTIVA	t=+ desfav.	136700	36.0	16.3

La flecha total alcanza un valor de 20.4 mm (8.2+12.2 mm), siendo su límite igual a 33 mm (L/300), por tanto:

Flecha total = 20.4 mm < 33 mm (L /300). Cumple

La flecha activa alcanza un valor de 16.3 mm siendo su límite igual a 23 mm (L/500 por considerarse la existencia de tabiques frágiles u ordinarios o pavimentos rígidos sin juntas), por tanto:

Flecha activa = 16.3 mm < 20 mm(L /500). Cumple

VIBRACIONES

Se calculan las vibraciones del edificio para comprobar que son aceptables.

La aceleración considerando un amortiguamiento por el forjado del 6% es aceptable.

Carga cuasipermanente	64.9	kN/m
m	6616	kg/m
k1	9.87	
EI	287070000	N m ²
f	3.3	Hz
T	0.31	s
Masa vibrante M	44105	kg
I impulso	67	Ns
a _o	0.03	m/s ²
%	0.3%	g

16.3.3. COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN SIMPLE DE LA SECCIÓN COMPLETA

Se comprueba que el momento solicitación es menor al momento resistido.

$$M_{Ed} = 953 \text{ kNm} < 1464 = M_{pl,Rd \text{ PERFIL}} \text{ Cumple}$$

COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE DEL PERFIL

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_{yd} / 3^{1/2} \text{ kN} = 1116 \text{ kN}$$

$$V_{Ed \text{ máx}} = 1513 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 381 < 0.5 \cdot V_{pl,Rd} = 756 \text{ kN Cumple}$$

Se concluye que no se produce interacción entre momento y cortante, y por tanto, las consideraciones anteriores acerca de la resistencia a flexión son válidas.

PANDEO LATERAL

Se decide colocar un conector cada 40 i_{min} para evitar pandeo lateral, a pesar de que, por el propio rozamiento del ala superior del perfil (zona comprimida) con la prelosa es difícil que este fenómeno se produzca.

M_{Ed}	953	kNm
λ_E	86.8	
Kc	0.94	
b ala	300	mm
t _f espesor ala	29.0	mm
1/6 h _i	82.0	mm
t _w espesor alma	15	mm
A sec equivalente	9930	mm ²
I _z sec equivalente	65273063	mm ⁴
i _{f,z}	81.1	mm
λ _f	1.34	mm
L_{kMAX}	3.74	m

$$i_z = 71.7 \text{ mm} ;$$

Distancia máxima entre conectores **2.9 m**.

16.3.4. UNIONES

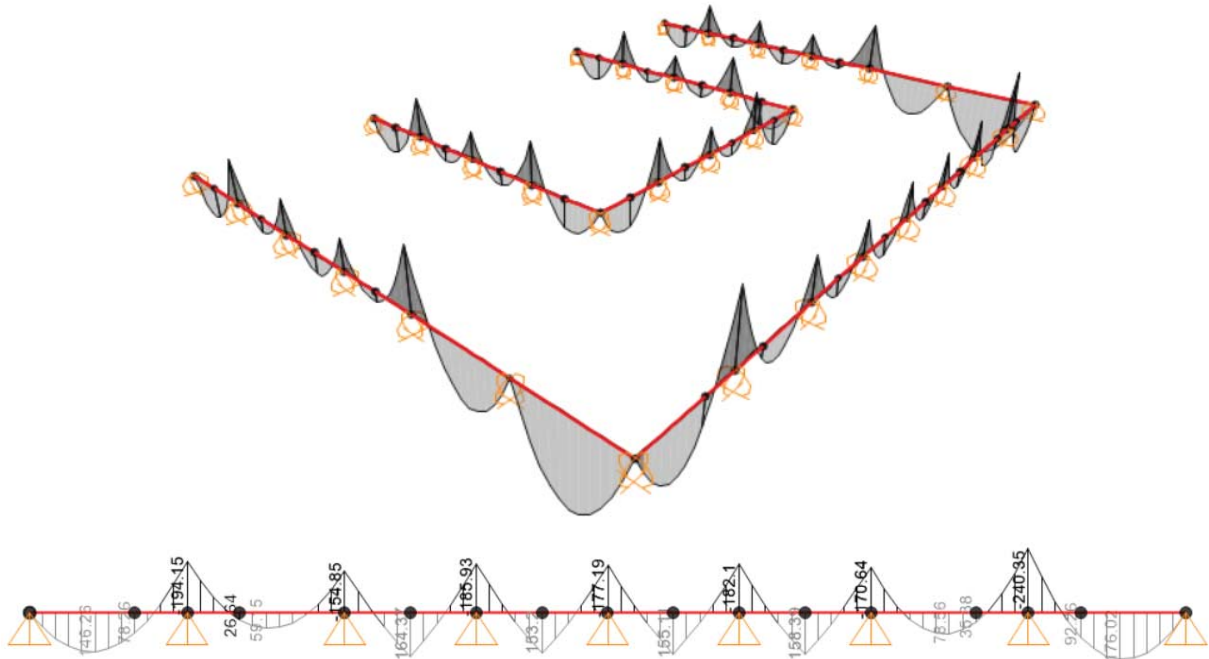
Mismo cálculo de uniones que (V4).

16.4. UNIONES HEB 340 DE BORDE

Se extraen las solicitaciones del programa de cálculo.

FLEXIÓN

Diagrama de momento [kNm].



CORTANTE

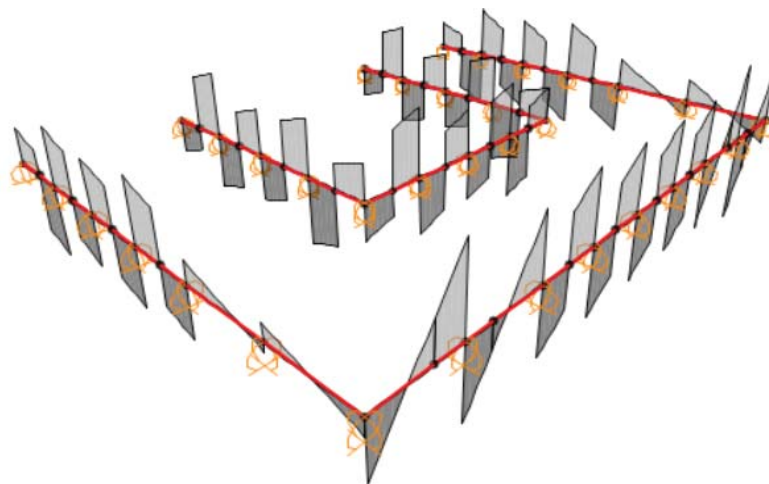


Diagrama de cortante [kN].

V_{Ed} máximo a eje = 230 kN

V_{Ed} máximo en los extremos articulados al muro = 100 kN (96kN)

VIGA DE BORDE HEB 340 EMPALME CON CHAPA FRONTAL

La unión se realizará con pernos pretensados de alta resistencia y superficies tratadas para obtener un coeficiente de rozamiento de 0,4.

1. RESISTENCIA DE LOS TORNILLOS A CORTANTE
2. PUNZONAMIENTO DE LA CHAPA
3. COMPRESIÓN EN EL ALA Y ALMA DEL PERFIL
4. RESISTENCIA DE LA SOLDADURA
5. CHAPA FRONTAL A FLEXIÓN
6. TRACCIÓN EN ALA Y ALMA DEL PERFIL
7. DESLIZAMIENTO POR CORTANTE
8. APLASTAMIENTO DE LA CHAPA

Ejecución

Para la viga de borde es necesario buscar los puntos de cortante máximo y momento nulo para realizar la unión. La unión resuelta con una capacidad parcial de transmisión de la compresión por contacto es semirrígida. Aunque para el cálculo se considera articulada, introduciendo en el modelo general una rótula que no permita trasmisión de momento, pero sabiendo que en la práctica resultará ligeramente más rígida.

Se dispone una chapa de altura igual a la del perfil, y que llegue a unir hasta las alas de las vigas. Además, para asegurar una mayor capacidad de atado, se prescribe soldar las alas a la chapa en el contacto interior de las mismas, como se muestra en la figura. No hace falta despalmillar los perfiles.

Como ya se ha explicado, la unión es nominalmente articulada, pero en la práctica se realiza como semirrígida, requiriéndole capacidad de transmitir esfuerzos entre las dos vigas. La ductilidad se consigue por la flexibilidad de la chapa frontal, que permite una rotación relativa entre las barras concurrentes, mientras que, para coaccionar la restante parte de rotación, han de desarrollarse fuerzas y momentos.

Solicitaciones

Desde el punto de vista resistente se trata de una unión de resistencia parcial, ya que su resistencia a flexión es menor que la de las piezas a unir.

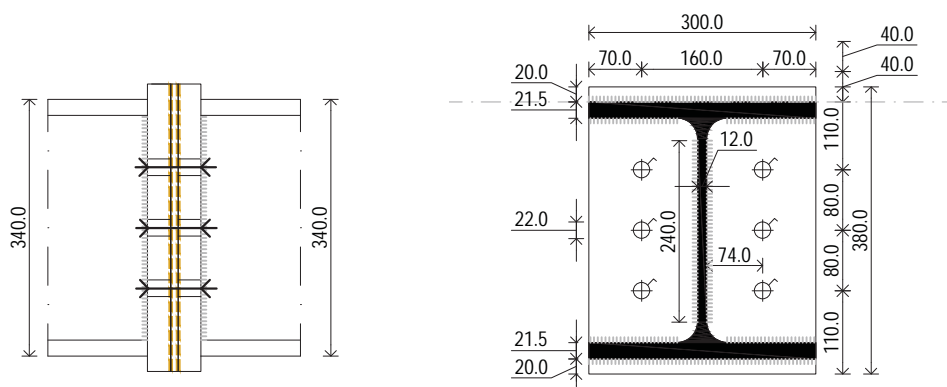
Al no tener un momento externo a resistir, por modelar la unión como articulada, se prescribe que la misma pueda aguantar al menos un tercio de la resistencia última a flexión de los perfiles.

Por lo tanto, $M_{j,Ed} = 0,33 M_{pl,Rd} = 0,33 \cdot 630 = 210 \text{ kNm}$

$N_{j,Ed} = 0,33 N_{pl,Rd} = 0,33 \cdot 848 = 283 \text{ kN} > 160 \text{ kN}$ (en las zonas de momento nulo)

- $M_{j,Ed} = 210 \text{ kNm}$
- $V_{j,Ed} = 283 \text{ kN}$

Geometría



Tornillos

Se usan tornillos de alta resistencia, de acero A10.9, pretensados.

$$F_{T, Rd} = 0,9 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$$

Se utilizan tornillos de métrica 27 para usar una chapa de menores dimensiones.

$$F_{T, Rd} = 330,5 \text{ kN}$$

Para conseguir una disposición de los tornillos suficientemente eficaz como para garantizar que la unión sea lo bastante resistente, se procede por tanteo, mirando cada vez cuales son los parámetros fundamentales, y sobretodo, en cuales se puede intervenir

Otros datos:

- Fuerza de pretensado (EN 1993):
 $F_{p, Ck} = 0,7 f_{ub} A_s = 321,3 \text{ kN}$
- Par de apriete (EN 1993):
 $M_T = 0,18 d F_{p, Ck} = 1561,5 \text{ Nmm}$

Tornillo M27

- Separación mínima del borde:

Dirección del esfuerzo: $e_1 = 1,2 \cdot d_o = 36 \text{ mm}$

$$90 \text{ mm} > 36 \text{ mm}$$

Dirección perpendicular al esfuerzo: $e_2 = 1,5 \cdot d_o = 45 \text{ mm}$

$$70 \text{ mm} > 45 \text{ mm}$$

- Separación máxima del borde:

$e = \min [40 \text{ mm} + 4 \cdot t ; 12 \cdot t ; 150] = 150 \text{ mm}$

$$90 \text{ mm} < 150 \text{ mm}$$

- Separación mínima entre tornillos:

Dirección del esfuerzo: $p_1 = 2,2 \cdot d_o = 66 \text{ mm}$

Dirección perpendicular al esfuerzo (EN 1993): $p_2 = 2,4 \cdot d_o = 72 \text{ mm}$

$$80 \text{ mm} > 72 \text{ mm}$$

- Separación máxima entre tornillos:

$p = \min [14 \cdot t ; 200] = 200 \text{ mm}$

$$80 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$$

Además hay que comprobar que la distancia entre tornillos sea suficiente para evitar fenómenos de pandeo local de la chapa. La comprobación se puede omitir cuando $p_1/t < 9\epsilon$.

$$p_1/t = 80/30 = 2,6 < 9\epsilon = 8,32$$

Resistencia de los tornillos

RESISTENCIA DE LOS TORNILLOS

	F_{Rd} (kN)	z (mm)	M_{Rd} (kNm)
Fila 1	661.0	250.0	165
Fila 2	661.0	170.0	112
Fila 3	661.0	90.0	59
Fila 4	661.0	0.0	0
TOT	3305	kN	> 600 kNm
		TOT	337 kNm > 210 kNm

La resistencia de los tornillos a tracción es holgadamente superior al máximo valor de axil determinado con SAP2000.

El momento resistido es bastante mayor que la tercera parte de la resistencia última a flexión del perfil.

Punzonamiento de la chapa

Se comprueba el punzonamiento de la chapa.

$$B_{p,Rd} = 0.6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$$

$$f_u = 430 \text{ MPa}$$

$$t_p = 30 \text{ mm}$$

$$d_m = 40.5 \text{ mm, menor diámetro entre los círculos circunscrito e inscrito a la tuerca o cabeza del tornillo.}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$B_{b,Rd} = 788 \text{ kN} > 330.5 \text{ kN}$$

PUNZONAMIENTO CHAPA

d_m	40.5	mm
$B_{p,Rd} = 0.6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$	788	kN > 330.5 kN

Compresión en el ala y alma del perfil

Al ser el cortante solicitante inferior a la mitad del cortante resistente de la pieza, no hace falta reducir el momento resistido, y por lo tanto $M_{pL,Rd} = M_{c,Rd}$.

COMPRESIÓN EN ALA Y ALMA PERFIL

$M_{c,Rd}$	631	kNm
brazo	319	mm
$F_{c,fb,Rb}$	1980	kN

	F_{Rd} (kN)	z (mm)	M_{Rd} (kNm)
Fila 1	661.0	250.0	165
Fila 2	661.0	170.0	112
Fila 3	661.0	90.0	59
Fila 4	661.0	0.0	0

TOT	337	kNm < 1980 kNm
-----	-----	----------------

Efectivamente, la capacidad de los tornillos no supera la compresión en el ala y alma del perfil, es decir, que esta última no es limitativa de la capacidad de los tornillos.

Resistencia de la soldadura

La chapa de espesor máximo a unir determina la garganta mínima:

$$t_{\text{chapa}} = 30 \text{ mm}$$

$$a_{\text{min}} = [3 \text{ mm}, 3,5 \cdot t/8] = 7,25 \text{ mm}$$

La chapa de espesor mínimo a unir determina la garganta máxima:

$$t_{\text{chapa}} = 12 \text{ mm}$$

$$a_{\text{máx}} = 0,7 \cdot t = 8,4 \text{ mm}$$

Se toma una garganta de 8 mm.

Se recomienda el precalentamiento de las chapas.

$$f_{\text{wv,d}} (\text{acero S275}) = 234 \text{ MPa}$$

$$F_{\text{w,Rd}} = a \cdot n \cdot l_{\text{eff}} \cdot f_{\text{wv,d}}$$

Para la resistencia a flexión se consideran las soldaduras del ala superior, y mitad de la del alma.

SOLDADURA (las de la mitad superior)

	l_{eff} (mm)	a (mm)	F_{Rd} (kN)	z (mm)	M_{Rd} (kNm)
S1	284.0	8.0	530.9	330.0	175
S2	208.0	8.0	388.8	300.0	117
S3	208.0	8.0	388.8	218.0	85
TOT					377 kNm

Chapa frontal a flexión (T-Stub)

Se comprueba que se desarrollen brazos de palanca.



Longitud del tornillo $l_b = 79,5 \text{ mm}$

Si $l_b < l_b^*$ entonces se desarrollan fuerzas de palanca.

En este caso se considera $l_b = 39,8 \text{ mm}$, la longitud desde el centro de simetría (la unión es simétrica).

*Verificación desarrollo fuerza palanca

$L_b^* 1$ 112 mm

$L_b^* 2$ 112 mm

Si $l_b < l_b^*$ HAY FUERZA DE PALANCA

L_b , longitud tornillo (tabla) 85,0 mm Desde el centro de simetría

Para conocer el valor de α se ha usado la figura 6.11 de EN 1993-Parte 1.8:

T-STUB

TABLA 6.6 EC3 PARTE 1-8

TORNILLOS INTERMEDIOS FILA 1

m	66.0	mm
m ₂	60.5	mm
e	70.0	mm
λ ₁	0.49	
λ ₂	0.44	
α (EC figura 6.11)	5.8	
n	70.0	mm

Entrar en grafica y coger valor má pequeño, más desfavorable

CIRCULAR

L _{eff,cp}	415				415	mm
---------------------	-----	--	--	--	-----	----

NO CIRCULAR

L _{eff,nc}	383				383	mm
---------------------	-----	--	--	--	-----	----

MODO 1	L _{eff}	383	mm
MODO 2	L _{eff}	383	mm

***Se desarrollan fuerzas de palanca**

	m _{Rd,pl} (kNm/m)	M _{Rd,pl} (kNmm)	F _{T,i,Rd} (kN)
MODO 1	58.9	22557.9	1367.1
MODO 2	58.9	22557.9	671.9
MODO 3			661.0
Fila 1			661 kN

TRACIÓN EN ALA Y ALMA PERFIL

Se hace por el alma, lo más limitativo

t, espesor alr 12.0 mm

F_{t,wb,Rd} 1203 kN >***Verificación desarrollo fuerza palanca**

L _b *1	112	mm
L _b *2	112	mm

Si l_b < l_b* HAY FUERZA DE PALANCAL_b, longitud tornillo (tabla) 85.0 mm Desde el centro de simetria**TORNILLOS INTERMEDIOS FILA 2**

m	66.0	mm
e	70.0	mm

CIRCULAR

L _{eff,cp}	415				415	mm
---------------------	-----	--	--	--	-----	----

NO CIRCULAR

L _{eff,nc}	352				352	mm
---------------------	-----	--	--	--	-----	----

MODO 1	L _{eff}	352	mm
MODO 2	L _{eff}	352	mm

***Se desarrollan fuerzas de palanca**

	m _{Rd,pl} (kNm/m)	M _{Rd,pl} (kNmm)	F _{T,i,Rd} (kN)
MODO 1	58.9	20713.4	1255.4
MODO 2	58.9	20713.4	644.8
MODO 3			661.0
Fila 2			645 kN

TRACIÓN EN ALA Y ALMA PERFIL

Se hace por el alma, lo más limitativo

t, espesor alr 12.0 mm

F_{t,wb,Rd} 1105 kN >***Verificación desarrollo fuerza palanca**

L _b *1	122	mm
L _b *2	122	mm

Si l_b < l_b* HAY FUERZA DE PALANCAL_b, longitud tornillo (tabla) 85.0 mm Desde el centro de simetria

TORNILLOS INTERMEDIOS FILA 3					
m	66.0	mm			
e	70.0	mm			
CIRCULAR					
$L_{eff,cp}$	415			415	mm
NO CIRCULAR					
$L_{eff,nc}$	352			352	mm
MODO 1	L_{eff}	352	mm		
MODO 2	L_{eff}	352	mm		

***Se desarrollan fuerzas de palanca**

	$m_{Rd,pl}$ (kNm/m)	$M_{Rd,pl}$ (kNmm)	$F_{T,i,Rd}$ (kN)
MODO 1	58.9	20713.4	1255.4
MODO 2	58.9	20713.4	644.8
MODO 3			661.0
Fila 3			645 kN

TRACIÓN EN ALA Y ALMA PERFIL

Se hace por el alma, lo más limitativo

t, espesor alr	12.0	mm
$F_{t,wb,Rd}$	1105	kN >

***Verificación desarrollo fuerza palanca**

L_b^*1	122	mm
L_b^*2	122	mm

Si $l_b < l_b^*$ HAY FUERZA DE PALANCA

L_b , longitud tornillo (tabla)	85.0	mm	Desde el centro de simetría
-----------------------------------	------	----	-----------------------------

TORNILLOS INTERMEDIOS FILA 1+2					
m	66.0	mm			
p	80.0	mm			
e	70.0	mm			
CIRCULAR					
$L_{eff,cp}$	447			447	mm
NO CIRCULAR					
$L_{eff,nc}$	327			327	mm
MODO 1	L_{eff}	327	mm		
MODO 2	L_{eff}	327	mm		

***Se desarrollan fuerzas de palanca**

	$m_{Rd,pl}$ (kNm/m)	$M_{Rd,pl}$ (kNmm)	$F_{T,i,Rd}$ (kN)
MODO 1	58.9	19272.6	1168.0
MODO 2	58.9	19272.6	963.8
MODO 3			1321.9
Fila 1+2			964 kN

TRACIÓN EN ALA Y ALMA PERFIL

Se hace por el alma, lo más limitativo

t, espesor alr	12.0	mm
$F_{t,wb,Rd}$	1028	kN >

***Verificación desarrollo fuerza palanca**

L_b^*1	263	mm
L_b^*2	263	mm

Si $l_b < l_b^*$ HAY FUERZA DE PALANCA

L_b , longitud tornillo (tabla)	85.0	mm	Desde el centro de simetría
-----------------------------------	------	----	-----------------------------

TORNILLOS INTERMEDIOS FILA 1+2+3					
m	66.0	mm			
p	80.0	mm			
e	70.0	mm			
CIRCULAR					
$L_{eff,cp}$	607				607 mm
NO CIRCULAR					
$L_{eff,nc}$	407				407 mm
MODO 1	L_{eff}	407	mm		
MODO 2	L_{eff}	407	mm		

***Se desarrollan fuerzas de palanca**

	$m_{Rd,pl}$ (kNm/m)	$M_{Rd,pl}$ (kNmm)	$F_{T,i,Rd}$ (kN)
MODO 1	58.9	23986.9	1453.8
MODO 2	58.9	23986.9	1373.3
MODO 3			1982.9
Fila 1+2+3			1373 kN

TRACIÓN EN ALA Y ALMA PERFIL

Se hace por el alma, lo más limitativo

t, espesor alr 12.0 mm

Ft, wb, Rd 1279 kN >

***Verificación desarrollo fuerza palanca** L_b^*1 317 mm L_b^*2 317 mmSi $l_b < l_b^*$ HAY FUERZA DE PALANCA L_b , longitud tornillo (tabla) 85.0 mm Desde el centro de simetría**Tracción en ala y alma del perfil**

Se comprueba para cada modo de rotura junto con el T-STUB.

Resistencia de la unión**RESUMEN RESISTENCIA DE LA UNIÓN**

FILA 1	F_{Rd}	z	$M_{pl,Rd}$		
Resistencia tornillos	661	250.0		Rotura NO dúctil	
Compresión ala-alma de viga	1980			Rotura NO dúctil	
Soldadura	1250			Rotura NO dúctil	
Flexión chapa frontal	661			Rotura dúctil	
Tracción ala-alma de viga	1203			Rotura NO dúctil	
Fila 1	661	250.0	165	kNm	165
FILA 2	F_{Rd}	z	$M_{pl,Rd}$		
Resistencia tornillos	661	170.0		Rotura NO dúctil	
Compresión ala-alma de viga	1319			Rotura NO dúctil	
Soldadura	866			Rotura NO dúctil	
Flexión chapa frontal	645			Rotura dúctil	
Flexión chapa fila 1+2	303			Rotura dúctil	
Tracción ala-alma de viga	1105			Rotura NO dúctil	
Fila 2	303	170.0	51	kNm	217
FILA 3	F_{Rd}	z	$M_{pl,Rd}$		
Resistencia tornillos	661	90.0		Rotura NO dúctil	
Compresión ala-alma de viga	1016			Rotura NO dúctil	
Soldadura	1063			Rotura NO dúctil	
Flexión chapa frontal	645			Rotura dúctil	
Flexión chapa fila 1+2+3	410			Rotura dúctil	
Tracción ala-alma de viga	1105			Rotura NO dúctil	
Fila 3	410	90.0	37	kNm	254

$M_{j,Rd}$	254	kNm	>	210	kNm
------------	-----	-----	---	-----	-----

Efectivamente, el mecanismo de rotura de la unión es por flexión de la chapa frontal, lo que hace que la unión sea dúctil.

Deslizamiento por cortante

Se prevé que la superficie de contacto entre una y otra chapa venga tratada con chorro de granalla o arena y pintada con un silicato alcalino de cinc que forme una capa de espesor 50-80 μm ; se adopta un coeficiente de rozamiento $\mu = 0,4$ (superficie CLASE B).

En la evaluación de la resistencia a cortante influye la categoría de la unión. Se comprueba como categoría B, sin deslizamiento en ELS.

$$V_{Ek} = V_{Ed} / 1,4 = 116,8 \text{ kN}$$

DESLIZAMIENTO ELS

n tornillos	6			
F_{s,Rk}	116.8	kN	>	F_{ek}, por tornillo
F _{ek} , cortante sin mayorar	201.9	kN		
F _{ek} , por tornillo	33.7	kN		
NO hay deslizamiento				

En estado límite último los tornillos conservan una importante capacidad a cortante, incluso tras el pretensado.

$$F_{VEd} / F_{VRd} + F_{tEd} / 1,4 \cdot F_{tRd} \leq 1$$

Y por tanto:

	F _{t,Ed}	F _{v,Ed}			
Fila 1	661.0	104.9			
Fila 2	661.0	104.9			
Fila 3	661.0	104.9			
	V _{j,Rd}	315	kN	>	283 kN

Se comprueba si hay deslizamiento en ELU.

DESLIZAMIENTO ELU

F_{s,Rd}	102.8	kN	>	F_{ek}, por tornillo
F _{ed} , cortante ELU	282.7	kN		
F _{ed} , por tornillo	47.1	kN		
NO hay deslizamiento en ELU, es categoría C				

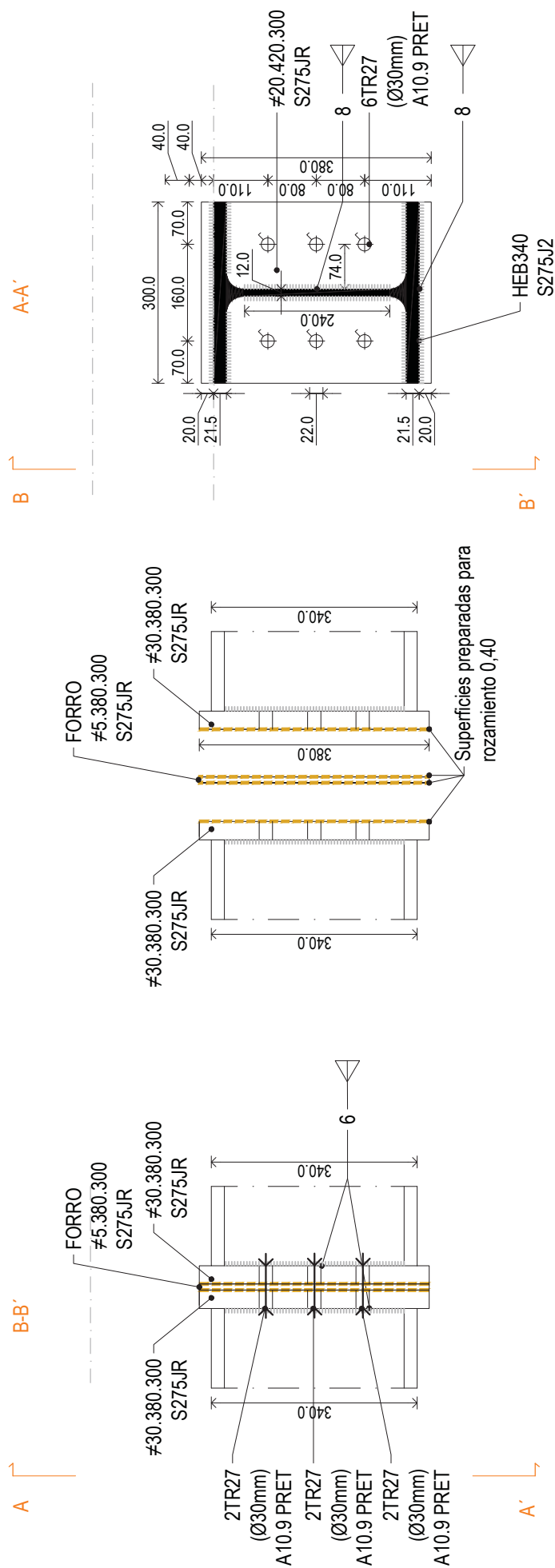
Aplastamiento de la chapa

Se comprueba el aplastamiento de la chapa.

$$F_{b,Rd} = k_1 \alpha_b f_u d t / \gamma_{M2}$$

APLASTAMIENTO CHAPA				
e	70	mm		
p	80	mm		
α_b	0.64			
α_d	0.64			
k ₁	2.5			
t, espesor	30	mm		
F_{b,Rd} = k₁ α_b F_u d t / γ_{M2}	445	kN	>	183.6 kN

Si no cumple se puede afinar calculo

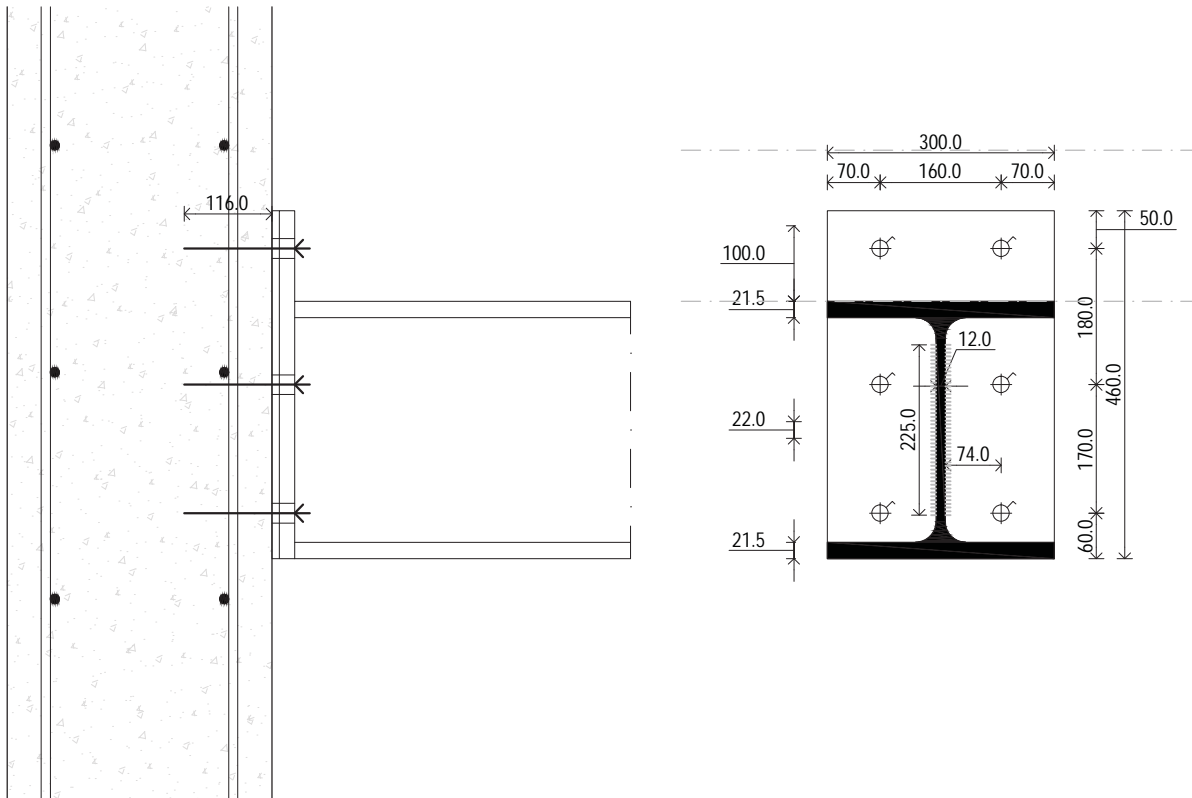


VIGA DE BORDE HEB 340 UNIÓN EXTREMA ARTICULADA A MUROS DE HA-50

La unión se realizará con pernos de expansión de forma similar a la realizada para las vigas mixtas que sustentan los forjados.
Se realizan las mismas comprobaciones y se adjunta al final de la memoria la comprobación final con el programa de cálculo HILTI.

Geometría

En el esquema se ven las condiciones geométricas que garantizan la posibilidad de construcción de la unión. La chapa no puede extenderse hacia abajo porque la unión sería vista.



Solicitaciones

La unión es nominalmente articulada.

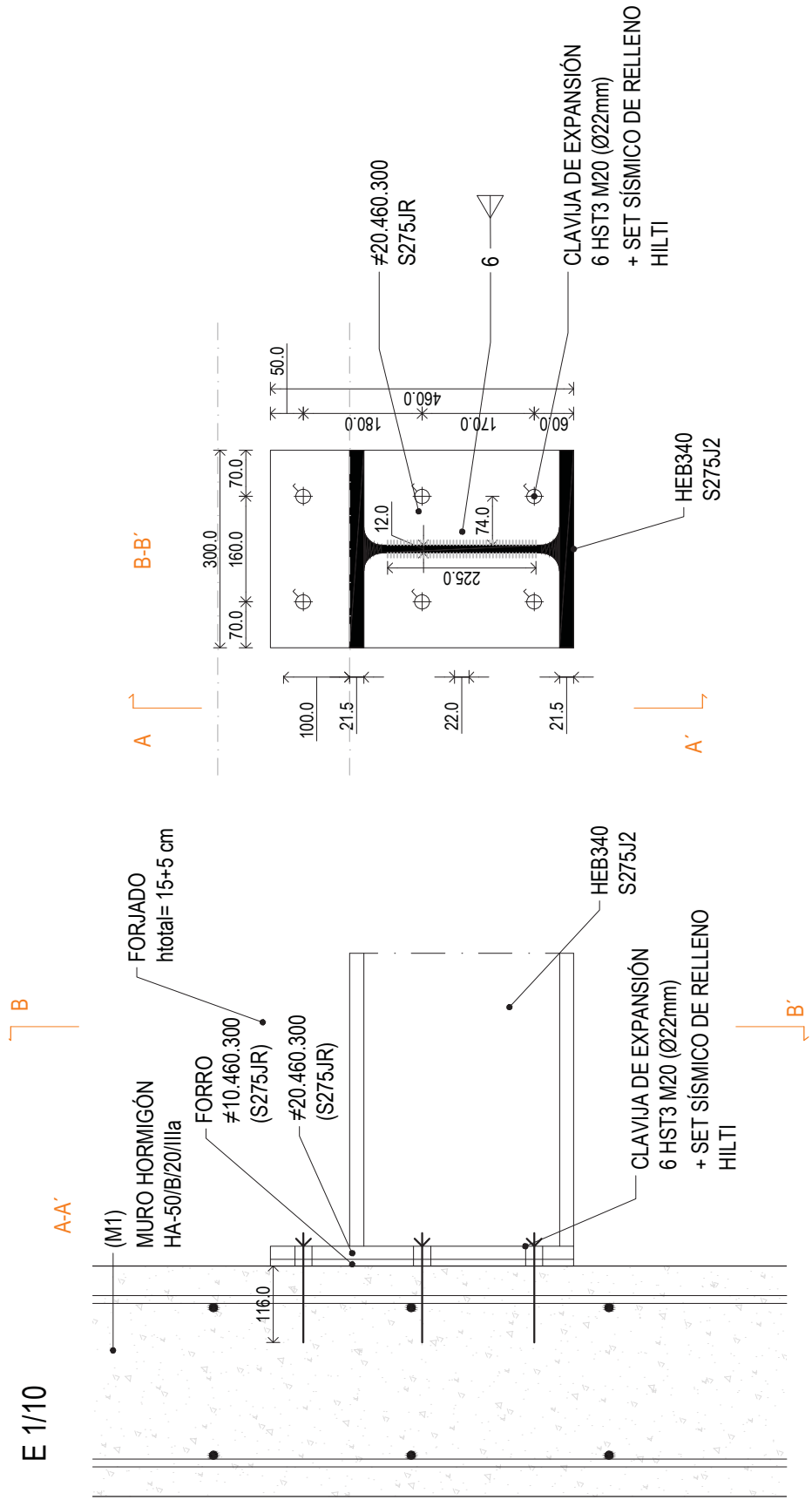
Como cortante a resistir se toma el mayor entre el cortante solicitación máximo y $0.33 V_{PLRd}$

Se considera que la solicitación producto de considerar un tercio de la resistencia plástica del perfil queda muy por encima de la solicitación real (menor a 100 kN), y se considera un valor de cálculo de 250 kN, ya que esta unión está bastante condicionada por la existencia de un borde y sobretodo porque el perfil ha sido dimensionado por criterios constructivos, por lo que posee una resistencia bastante superior a la necesaria.

- $V_{j,Ed} = 250$ kN en situación persistente o transitoria
- $V_{j,Ed} = 220$ kN en situación sísmica

Cálculo.

Comprobación con software HILTI adjunto al final de la memoria.



16.5. PERFILES METÁLICOS (PLANTA CUBIERTA- BORDE HUECOS)

16.5.1. SOLICITACIONES

Cargas en valor característico		kN/m ²
PP	Elem. estructurales	4.0
PP	Elem. constructivos	5.3
SB	Uso	1.0
SB	Nieve	0.2

Combinación (ELU)	14.21	kN/m ²
Luz	5.0	m

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Uso	0.0	0.0	0.0
Nieve	0.5	0.2	0.0

Ancho tributario	1.5	m
Carga uniforme	21.31	kN/m
Momento isostático	67	kNm
Cortante isostático	53	kN

Al ser un perfil de catálogo el elegido se puede clasificar automáticamente clase 1, y por lo tanto es admisible considerar su resistencia plástica a nivel seccional según la normativa.

Este perfil al ser cierre de diafragma también ejerce de tirante a tracción en caso de sismo.

Perfil **IPE 300** sin conectar.

PROPIEDADES PLÁSTICAS DE LA SECCIÓN:

N_{sRd} Axil que agota perfil	1409	kN
$M_{pl,Rd}$ (SOLO PERFIL)	164	kNm
$M_{pl,Rd}$ (SECCIÓN MIXTA)	2397	kNm

16.5.2. COMPROBACIÓN DE LA APTITUD AL SERVICIO

DEFORMACIONES

		I inercia (cm ⁴)	q (kN/m)	flecha (mm)
FLECHA INSTANTÁNEA	t=0	8356	6.0	2.8
Δ hasta FLECHA TOTAL	t=∞	8356	8.0	3.7
FLECHA ACTIVA	t=+ desfav.	8356	9.6	4.5

La flecha total alcanza un valor de 6.5 mm (2.8+3.7 mm), siendo su límite igual a 17 mm (L/300), por tanto:

Flecha total = 6.5 mm < 17 mm (L /300). Cumple

La flecha activa alcanza un valor de 4.5 mm, siendo su límite igual a 10 mm (L/500), por considerarse la existencia de elementos rígidos debido al tipo de cerramiento que sustenta), por tanto:

Flecha activa = 4.5 mm < 10 mm(L /500). Cumple

VIBRACIONES

Se calculan las vibraciones del edificio para comprobar que son aceptables.

VIBRACIONES		
Carga cuasipermanente	16.1	kN/m
m	1637	kg/m
k1	9.87	
El	17547600	N m ²
f	6.5	Hz
T	0.15	s
Masa vibrante M	5457	kg
I impulso	67	Ns
a ₀	0.45	m/s ²
%	4.6%	g

La aceleración considerando un amortiguamiento por el forjado del 6% es aceptable.

16.5.3. COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN SIMPLE DE LA SECCIÓN COMPLETA

Se comprueba que el momento solicitación es menor al momento resistido.

$$M_{Ed} = 67 \text{ kNm} < 164 = M_{pl,Rd \text{ PERFIL}} \text{ Cumple}$$

COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE DEL PERFIL

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_{yd} / 3^{1/2} \text{ kN} = 1116 \text{ kN}$$

$$V_{Ed \text{ máx}} = 388 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 53 < 0.5 \cdot V_{pl,Rd} = 194 \text{ kN Cumple}$$

Se concluye que no se produce interacción entre momento y cortante y por tanto las consideraciones anteriores acerca de la resistencia a flexión son válidas.

PANDEO LATERAL

Se decide colocar un conector cada $40 i_{\min}$ para evitar pandeo lateral, a pesar de que por el propio rozamiento del ala superior del perfil (zona comprimida) con la prelosa es difícil que este fenómeno se produzca.

$$i_z = 33.5 \text{ mm}$$

Distancia máxima entre conectores **1.3 m**.

16.5.4. UNIONES

UNIÓN ARTICULADA VIGA- VIGA CON CHAPA LATERAL ATORNILLADA

La unión se realizará con tornillos de alta resistencia.

Se trata de la unión entre perfiles metálicos IPE 300 de 5 metros y vigas mixtas HEB 550 (V1) de 12 m. La unión se resuelve con unión enrasada, nominalmente articulada, y usando chapa lateral atornillada.

Comprobaciones:

1. RESISTENCIA DE LOS TORNILLOS A CORTANTE
2. APLASTAMIENTO DE LAS CHAPAS (Casquillo y alma viga)
3. DESGARRO DE LA CHAPA

La merma del área a cortante del perfil IPE 300 no supone un problema pues la resistencia de este es holgada frente a este esfuerzo.

Ejecución

Se decide utilizar ese tipo de unión por los siguientes motivos:

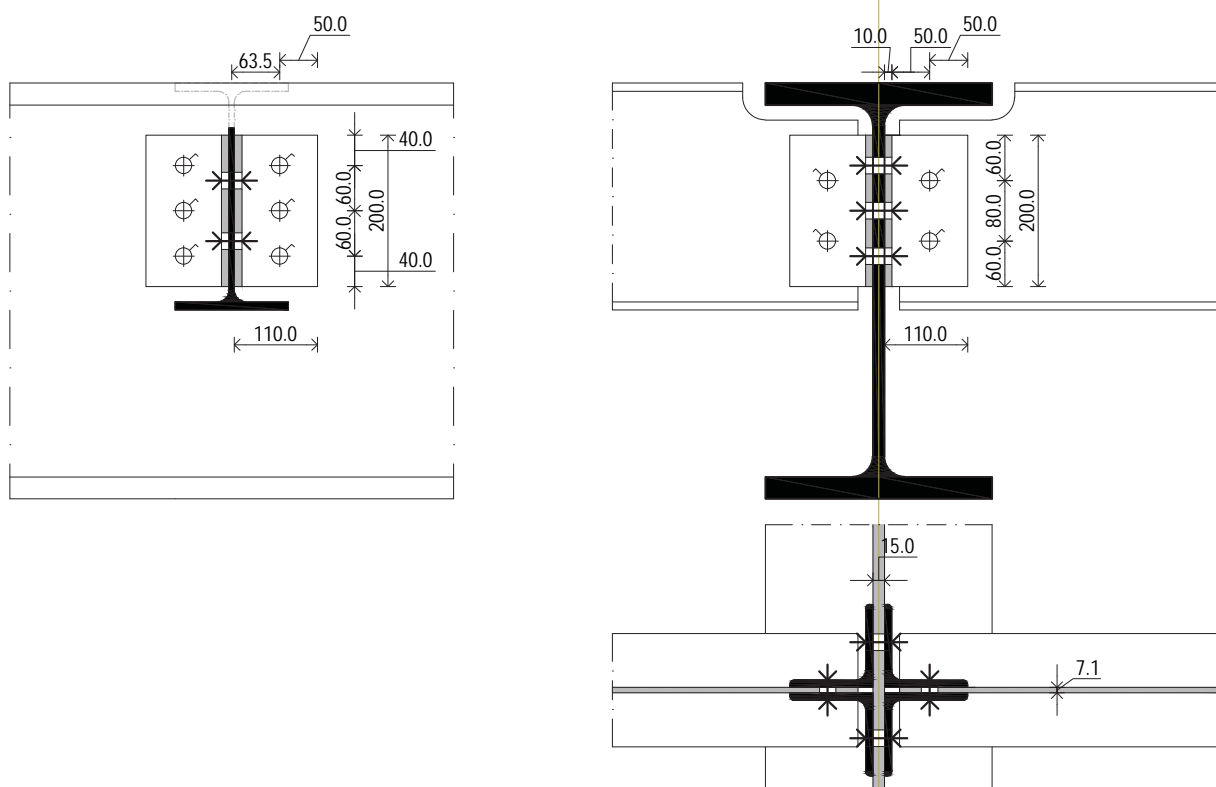
- Se trata de una unión bastante robusta;
- Es de simple fabricación;
- Es fácil de transportar;

La ejecución se plantea a partir del despalmillado del perfil metálico. El despalmillado es necesario para realizar la unión enrasada.

Los taladros en las piezas vienen realizados de taller por lo que será necesario un control cuidadoso y un replanteo bien hecho para asegurar que todas las piezas encajen entre si. Se prescriben taladros ordinarios, sin sobremedidas.

Geometría

El despalmillado tiene que permitir la entrada del perfil en la viga mixta. En el esquema se observan las condiciones geométricas que garantizan la posibilidad de construcción de la unión. Se utiliza un casquillo estándar: **LPN 110.10**.



Solicitaciones

La unión es nominalmente articulada.

Como cortante a resistir se toma el mayor entre el cortante solicitación máximo y $0.33 V_{PLRd}$

Por lo tanto, se considera:

- $V_{j,Ed} = 130 \text{ kN}$

Tornillos

Se usan tornillos de alta resistencia, de acero A10.9, pretensados.

$$F_{T,Rd} = 0.9 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$$

Por homogeneizar las dimensiones de los tornillos empleados en la obra, se decide considerar directamente tornillos de métrica 20.

$$F_{T,Rd} = 176.4 \text{ kN}$$

La resistencia a esfuerzo cortante se puede fácilmente calcular como:

$$V_{j,Ed} / F_{V,Rd}$$

Hay que comprobar que la distancia entre tornillos sea suficiente para evitar fenómenos de pandeo local de la chapa. La comprobación se puede omitir cuando $p_1/t < 9\epsilon$.

$$p_1/t = 80/25 = 3.2 < 9\epsilon = 8.32$$

Resistencia de los tornillos a cortante

Se calcula el momento que provoca que el axil este en el centro y se reparte entre los tornillos superior e inferior.

CASQUILLO- IPE 300 (correa)				
Planos de corte	2			
Brazo de palanca	62.5	mm		
Momento	8.1	kNm		
n° tornillos correa	2			
F_H	67	kN		
F_V	65	kN		
$F_{Vt,R}$ esfuerzo tornillo	47	kN	<	98.0 kN
$F_{V,Rd} = 0.5 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$				
$V_{Rd(1)}$	271	kN		
CASQUILLO- HEB 500				
Planos de corte	2			
Brazo de palanca	63.5	mm		
Momento	11.0	kNm		
n° de correas en mismo tornillo	2		Si 2 incrementa el cortante al doble	
n° tornillos correa	3			
F_H	91	kN		
F_V	86	kN		
$F_{Vt,R}$ esfuerzo tornillo	63	kN	<	98.0 kN
$F_{V,Rd} = 0.5 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$				

Aplastamiento de la chapa

Se comprueba que la chapa no se aplaste con la sollicitación del tornillo más desfavorable.

APLASTAMIENTO CASQUILLO

e	40	mm
p	60	mm
α_b	0.61	
α_d	0.61	
k_1	2.1	
t, espesor chapa	10.0	mm
$F_{b, Rd} = k_1 \alpha_b F_u d t / \gamma_{M2}$	88	kN > 63 kN

Si no cumple se puede afinar el cálculo considerando la dirección real de la carga

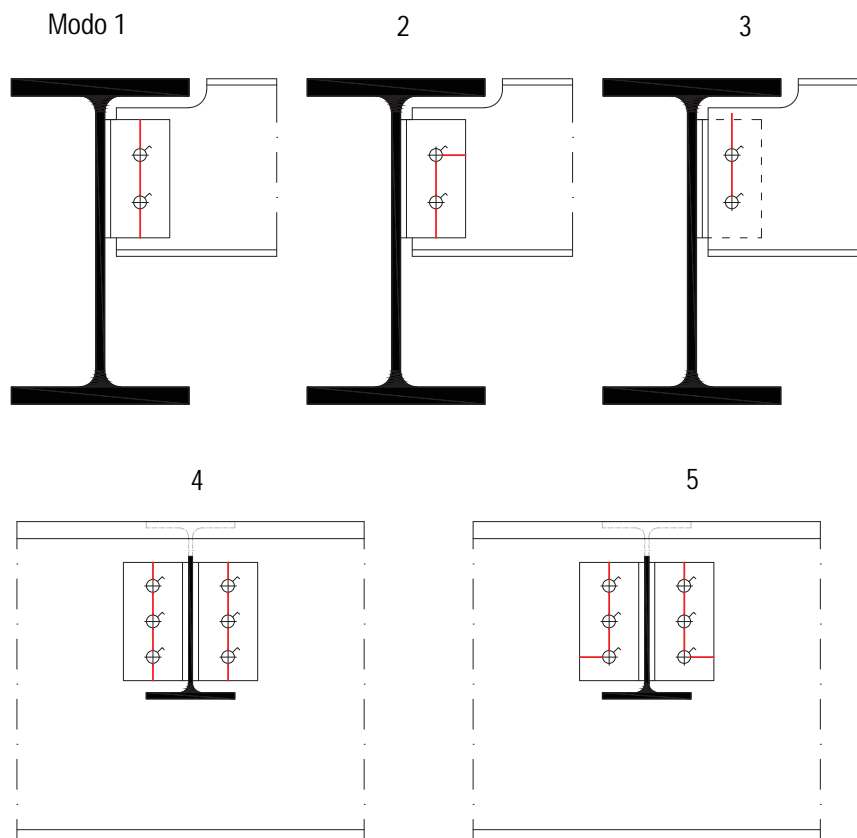
APLASTAMIENTO ALMA IPE 300

e	50	mm
p	60	mm
α_b	0.66	
α_d	0.66	
k_1	2.1	
t, espesor chapa	7.1	mm
$F_{b, Rd} = k_1 \alpha_b F_u d t / \gamma_{M2}$	68	kN > 47 kN

Desgarro de la chapa

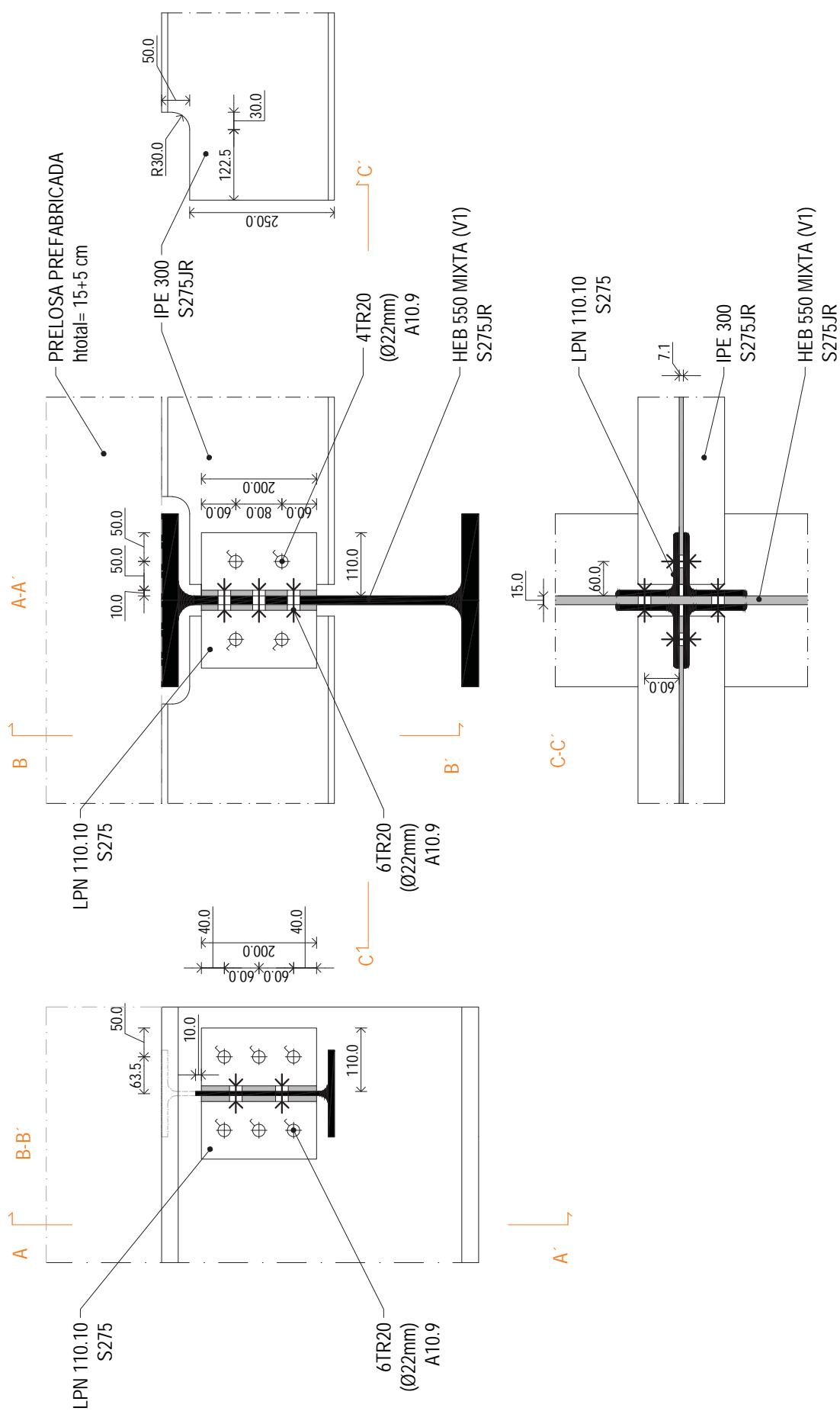
Se buscan los modos de rotura de la chapa y se comprueba que el espesor de la chapa sea suficiente para que no se desgarre con el esfuerzo máximo al que se verá sometida.

Modos de rotura 1, 2 ,3 ,4 y 5:



DESGARRO CHAPA				
MODO 1		CASQUILLO		
$A_{v,n}$	3120	mm^2		
$A_{t,n}$	0	mm^2		
$V_{\text{eff}, Rd} = 0,5 A_{nt} F_u / \gamma_{M2} + 3^{-1/2} A_{vt} F_y / \gamma_{M0}$	472	kN	>	130 kN
$V_{\text{eff}, Rd} = 0,5 A_{nt} f_{ud} + A_{vt} f_{vd}$				
MODO 2		CASQUILLO		
$A_{v,n}$	2140	mm^2		
$A_{t,n}$	780	mm^2		
$V_{\text{eff}, Rd} = 0,5 A_{nt} F_u / \gamma_{M2} + 3^{-1/2} A_{vt} F_y / \gamma_{M0}$	458	kN	>	130 kN
MODO 3		ALMA IPE 300		
$A_{v,n}$	902	mm^2		
$A_{t,n}$	0	mm^2		
$V_{\text{eff}, Rd} = 0,5 A_{nt} F_u / \gamma_{M2} + 3^{-1/2} A_{vt} F_y / \gamma_{M0}$	136	kN	>	130 kN
MODO 4		CASQUILLO		
$A_{v,n}$	1903	mm^2		
$A_{t,n}$	0	mm^2		
$V_{\text{eff}, Rd} = 0,5 A_{nt} F_u / \gamma_{M2} + 3^{-1/2} A_{vt} F_y / \gamma_{M0}$	288	kN	>	130 kN
MODO 5		CASQUILLO		
$A_{v,n}$	1491	mm^2		
$A_{t,n}$	780	mm^2		
$V_{\text{eff}, Rd} = 0,5 A_{nt} F_u / \gamma_{M2} + 3^{-1/2} A_{vt} F_y / \gamma_{M0}$	360	kN	>	130 kN

El modo 3 es el más desfavorable pero no es preocupante puesto que la limitación está referida a la resistencia del perfil (1/3 de esta) y no a la máxima sollicitación real a la que está sometido el perfil.



16.6. PERFILES METÁLICOS (PLANTA PRIMERA- LUZ = 9,2 m)

16.6.1. SOLICITACIONES

Cargas en valor característico		kN/m ²
PP	Elem. estructurales	4.0
PP	Elem. constructivos	3.0
SB	Uso	5.0
SB	Nieve	0.0

Combinación (ELU)	16.95	kN/m ²
Luz	9.2	m

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Uso	0.7	0.7	0.6
Nieve	0.5	0.2	0.0

Ancho tributario	6.0	m
Carga uniforme	101.70	kN/m
Momento isostático	1076	kNm
Cortante isostático	468	kN

Al ser un perfil de catálogo el elegido se puede clasificar automáticamente clase 1, y por lo tanto, es admisible considerar su resistencia plástica a nivel seccional según la normativa.

Perfil **IPE 300** sin conectar.

16.6.2. COMPROBACIÓN DE LA APTITUD AL SERVICIO

DEFORMACIONES

		I inercia (cm ⁴)	q (kN/m)	flecha (mm)
FLECHA INSTANTÁNEA	t=0	136700	26.0	8.4
Δ hasta FLECHA TOTAL	t=∞	136700	36.0	11.7
FLECHA ACTIVA	t=+ desfav.	136700	48.0	15.6

La flecha total alcanza un valor de 16.9mm (8.4+11.7 mm), siendo su límite igual a 31 mm(L/300), por tanto:

Flecha total = 20.1 mm < 31 mm (L /300). Cumple

La flecha activa alcanza un valor de 15.6 mm siendo su límite igual a 18 mm (L/500 por considerarse la existencia de elementos rígidos como tabiques), por tanto:

Flecha activa = 15.6 mm < 18 mm(L /500). Cumple

VIBRACIONES

Se calculan las vibraciones del edificio para comprobar que son aceptables.

VIBRACIONES

Carga cuasipermanente	78.3	kN/m
m	7982	kg/m
k1	9.87	
EI	287070000	N m ²
f	3.5	Hz
T	0.28	s
Masa vibrante M	48959	kg
I impulso	67	Ns
a₀	0.03	m/s ²
%	0.3%	g

La aceleración considerando un amortiguamiento por el forjado del 6% es aceptable.

16.6.3. COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE**COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN SIMPLE DE LA SECCIÓN COMPLETA**

Se comprueba que el momento sollicitación es menor al momento resistido.

$$M_{Ed} = 1076 \text{ kNm} < 1464 = M_{pl,Rd \text{ PERFIL}} \cdot \text{Cumple}$$

COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE DEL PERFIL

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_{yd} / 3^{1/2} \text{ kN} = 1116 \text{ kN}$$

$$V_{Ed \text{ máx}} = 1514 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 468 < 0.5 \cdot V_{pl,Rd} = 756 \text{ kN Cumple}$$

Se concluye que no se produce interacción entre momento y cortante y por tanto las consideraciones anteriores acerca de la resistencia a flexión son válidas.

PANDEO LATERAL

Se decide colocar un conector cada $40 i_{\min}$ para evitar pandeo lateral, a pesar de que por el propio rozamiento del ala superior del perfil (zona comprimida) con la prelosa es difícil que este fenómeno se produzca.

$$i_z = 71.7 \text{ mm} ;$$

Distancia máxima entre conectores **2.9 m**.

16.6.4. UNIONES HEB 550 -HEB 550

UNIÓN EXTREMA ARTICULADA CON CHAPA FRONTAL

La unión se realizará con pernos de alta resistencia.

1. SOLDADURA A CORTANTE
2. RESISTENCIA DE LOS TORNILLOS A CORTANTE
3. APLASTAMIENTO DE LA CHAPA
4. DESGARRO DE LA CHAPA
5. DESLIZAMIENTO A CORTANTE
6. PUNZONAMIENTO DE LA CHAPA

Ejecución

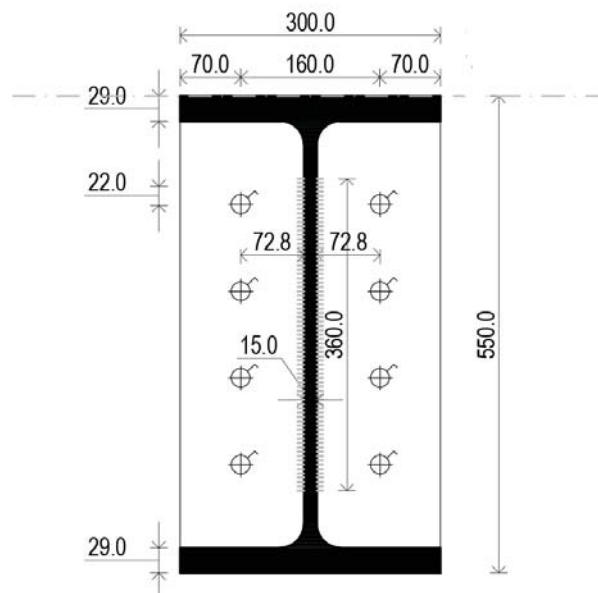
Se decide utilizar unión con chapa frontal por los siguientes motivos:

- Se trata de una unión bastante robusta;
- Es más resistente que uniones realizadas con chapa lateral o con angulares;
- Por la dimensión de las piezas a unir;
- Es de simple fabricación y montaje;

Por contra, hay que tener cuidado durante el transporte porque la chapa frontal puede dañarse fácilmente. La chapa frontal viene soldada de taller a las vigas con soldadura en ángulo; en la obra se atornillan entre si las chapas frontales de las piezas a unir y se realiza la unión. Los taladros vienen realizados de taller.

Geometría

Se eligen 8 tornillos de M20 para cumplir con las separaciones máximas entre tornillos.



Solicitaciones

La unión es nominalmente articulada.

Como cortante a resistir se toma el mayor entre el cortante solicitación máximo y $0.33 V_{PL,Rd}$

Por lo tanto se considera:

- $V_{j,Ed} = 540 \text{ kN}$

Tornillos pretensados

Se usan tornillos de alta resistencia, de acero A10.9, pretensados.

$$F_{T,Rd} = 0.9 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$$

Por homogeneizar las dimensiones de los tornillos empleados en la obra, se decide considerar directamente tornillos de métrica 20.

$$F_{T,Rd} = 176.4 \text{ kN}$$

La resistencia a esfuerzo cortante se puede fácilmente calcular como:

$$V_{j,Ed} / F_{V,Rd}$$

Hay que comprobar que la distancia entre tornillos sea suficiente para evitar fenómenos de pandeo local de la chapa. La comprobación se puede omitir cuando $p_1/t < 9\epsilon$.

$$p_1/t = 120/25 = 4.8 < 9\epsilon = 8.32$$

Soldadura a cortante

La chapa de espesor máximo a unir determina la garganta mínima:

$$t_{chapa} = 25 \text{ mm}$$

$$a_{min} = [3 \text{ mm}, 3.5 \cdot t/8] = 6.62 \text{ mm}$$

La chapa de espesor mínimo a unir determina la garganta máxima:

$$t_{chapa} = 15 \text{ mm}$$

$$a_{m\acute{a}x} = 0.7 \cdot t = 10.5 \text{ mm}$$

Se toma una garganta de 8 mm, utilizando como regla la de realizar una garganta de espesor $0.5 t_{min}$, evitando un excesivo ajuste dada la criticidad de la unión.

RESISTENCIA SOLDADURA		
a, espesor de garganta	8	mm
l, longitud soldadura	367	mm
n° cordones	2	
Tipo de acero	S275	
l _{eff} , longitud soldadura	351	mm
l _{min}	120	mm
Resistencia soldadura	1311	kN

$l_{eff} = 351 \text{ mm}$ (considerando la soldadura de $2/3 h$ en el alma de la viga)

$f_{wv,d}$ (acero S275) = 234 MPa

$$F_{w,Rd} = a \cdot n \cdot l_{eff} \cdot f_{wv,d} = 1311 \text{ kN} \gg 540 \text{ kN}$$

Resistencia de los tornillos a cortante

Se calcula el momento que provoca que el axil esté en el centro, y se reparte entre los tornillos superior e inferior.

CHAPA-MURO DE HA				
Planos de corte	1			
Brazo de palanca	80.0	mm		
Momento	10.8	kNm		
n° tornillos correa	8			
F_H	36	kN		
F_V	68	kN		
$F_{Vt,R}$ esfuerzo tornillo	77	kN	<	98.0 kN

$$F_{V, Rd} = 0,5 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$$

Aplastamiento de la chapa

Se comprueba que la chapa no se aplaste con la sollicitación del tornillo más desfavorable.

APLASTAMIENTO CHAPA				
e	125	mm		
p	100	mm		
α_b	1.27			
α_d	1.00			
k_1	2.5			
t, espesor chapa	20	mm		
$F_{b, Rd} = k_1 \alpha_b F_u d t / \gamma_{M2}$	344	kN	>	77 kN

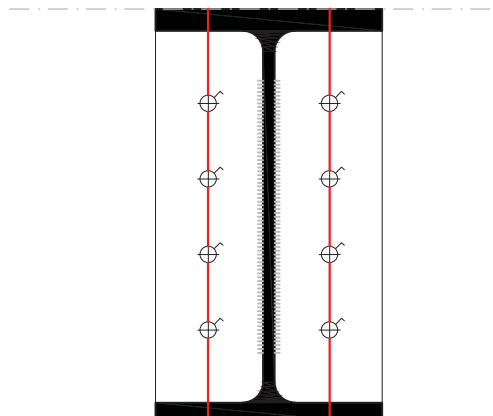
Si no cumple se puede afinar el cálculo considerando la dirección real de la carga

Desgarro de la chapa

Se buscan los modos de rotura de la chapa y se comprueba que el espesor de la chapa sea suficiente para que no se desgarre con el esfuerzo máximo al que se verá sometida. La chapa tiene una resistencia muy holgada para todos los modos de rotura.

DESGARRO CHAPA				
MODO 1				
$A_{v,n}$	18480	mm ²		
$A_{t,n}$	0	mm ²		
$V_{eff, Rd} = 0,5 A_{nt} F_u / \gamma_{M2} + 3^{-1/2} A_{vt} F_y / \gamma_{M0}$	2794	kN	>	540 kN

Modo de rotura 1:



Deslizamiento a cortante

Se prevé que la superficie de contacto entre una y otra chapa venga tratada con chorro de granalla o arena y pintada con un silicato alcalino de cinc que forme una capa de espesor 50-80 μm ; se adopta un coeficiente de rozamiento $\mu = 0,4$ (superficie CLASE B).

En la evaluación de la resistencia a cortante influye la categoría de la unión.
Se comprueba como categoría C, sin deslizamiento en ELU.

$$V_{Ed} = 540 \text{ kN}$$

DESPLAZAMIENTO ELU

n tornillos	8			
$F_{s,Rk}$	54.9	kN	>	F_{ek} , por tornillo
F_{ek} , cortante mayorado	540.0	kN		
F_{ek} , por tornillo	67.5	kN		$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,C}$
Hay deslizamiento en ELU, no es categoría C				

DESPLAZAMIENTO ELS

n tornillos	8			
$F_{s,Rk}$	54.9	kN	>	F_{ek} , por tornillo
F_{ek} , cortante sin mayorar	385.7	kN		
F_{ek} , por tornillo	48.2	kN		$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3,ser}} F_{p,C}$
NO hay deslizamiento				

Finalmente es categoría B, no hay deslizamiento en ELS.

Punzonamiento de la chapa

Se comprueba el punzonamiento de la chapa.

$$B_{p,Rd} = 0.6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$$

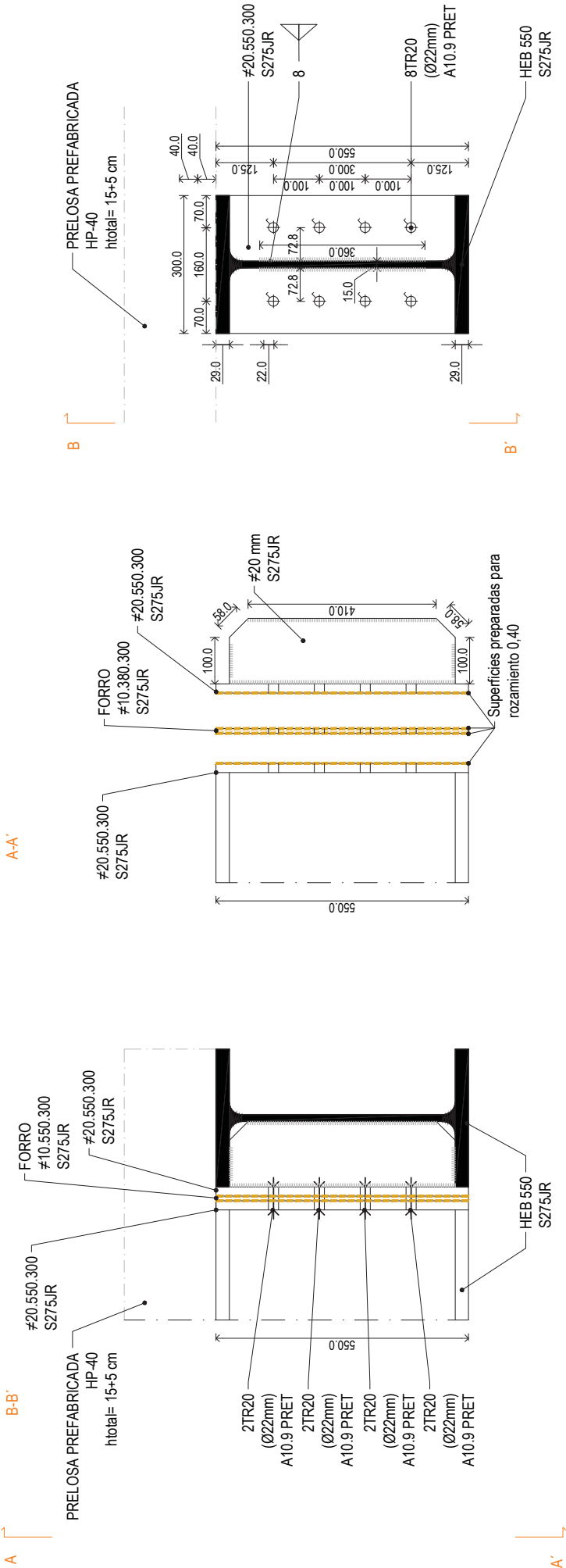
$$f_u = 430 \text{ MPa}$$

$$t_p = 20 \text{ mm}$$

$$d_m = 33 \text{ mm, menor diámetro entre los círculos circunscrito e inscrito a la tuerca o cabeza del tornillo.}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$B_{p,Rd} = 0.6 \pi 33 \cdot 20 \cdot 430 / 1.25 = 428 \text{ kN} > 330.5 \text{ kN}$$



16.7. ESCALERA

16.7.1. COMPROBACIÓN DE LA APTITUD AL SERVICIO

Se proyecta la escalera como una losa maciza apoyada en los dos bordes laterales de forma continua, y se dimensiona para no tener que comprobar flecha. Siendo la esbeltez recomendada $L/25$ y el canto no menor de 150 mm, para una luz de 2.8 m resulta un canto de 150 mm para la losa.

Se comprueba que esta dimensión cumple los requisitos de resistencia al fuego (R 90). Según la tabla A.6.5.6 de la EHE 08, capítulo 5.6: losas macizas, un elemento cumple los requisitos de resistencia al fuego si supera los cantos y las distancias mínimas equivalentes al eje que define la tabla.

Para flexión en una sola dirección de losas macizas.

Canto mínimo R90 : 100 mm < 150 mm . Cumple

Distancias mínimas equivalentes al eje: 25 mm < 50 mm. Cumple

16.7.2. COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

A partir de este canto se calcula la carga propia de la escalera:

- Formación de peldaño: 1 kN/m²
- Solado : 1 kN/m²
- Peso propio de la losa: 0.15 m · 25 kN /m³ = 4 kN/m²
- Sobrecarga de uso : 5 kN/m²

Para un elemento biapoyado el momento máximo es $ql^2/8$ y el cortante máximo $qL/2$.

$Q = 15.6 \text{ kN/m}^2$.

Valores de momento y cortante de cálculo por metro.

$M_{\text{máx}} = 15.3 \text{ kNm/m}$

$M_d = M_{\text{máx}} + /4 = 4 \text{ kNm}$

$V_{\text{máx}} = 21.9 \text{ kN/m}$

FLEXIÓN

Se arma a flexión positiva para el momento máximo y a flexión negativa en los apoyos para un momento de valor $0.25 M_d^+$.

Armado mínimo = $0.0018 \cdot 200 \cdot 1000 = 360 \text{ mm}^2/\text{m}$

Armadura necesaria a flexión positiva por metro para un M^+ máx de 15.3 kNm/m.

$\phi 6/250 \text{ mm}$ - Armadura superior

$\phi 12/250 \text{ mm}$ - Armadura inferior

$\phi 6/250 \text{ mm}$ - Armadura superior e inferior dirección perpendicular

CORTANTE

$V_{\text{máx}} = 21.9 \text{ kN/m}$

Se calcula la resistencia a cortante de una losa de este canto sin armado a cortante

$V_{Rd} = 77.5 \text{ kN/m}$

En piezas sin armadura a cortante la rotura se produce antes por tracción que por compresión oblicua del alma.

LOSA	HA -30
h, canto de la sección	150 mm
r, recubrimiento	40 mm
d, canto útil	110 mm
b, ancho viga /losa	1000 mm
cgm	270 mm ² /m
cg total	564 mm ² /m

Cuantía de acero superior	112 mm²
φ	6 mm
Cuantía por redondo	28 mm ²
Número de redondos	4 ud.

M-	
Axil acero	48696 N
y, altura del bloque de compresiones	2 mm
z, brazo	109 mm
M _{Rd}	5.3 kNm

Cuantía de acero inferior	452 mm²
φ	12 mm
Cuantía por redondo	113 mm ²
Número de redondos	4 ud.

M+	
Axil acero	196522 N
y, altura del bloque de compresiones	10 mm
z, brazo	105 mm
M _{Rd}	20.7 kNm

Piezas **SIN** armadura a cortante **Vd ≤ Vu2**

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma para piezas de hormigón convencional y de alta resistencia vale:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0.15 \alpha_l \sigma'_{cd} \right] b_o d$$

Comprobación agotamiento tracción en el alma

Si la viga es plana a cara de viga porque no se puede asegurar que entre la biela si la viga es de cuelgue a una distancia "d" de la cara de la viga

Regiones fisuradas a flexión

As	112 mm ² /nervio
bo	1000 mm
ρ	0.001
ξ	2.00 ≤ 2
Vu2	35.9 kN

Con un valor mínimo de :

$$V_{u2} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{ck}^{1/2} + 0.15 \alpha_l \sigma'_{cd} \right] b_o d$$

Vu2 (valor minimo)	77.5 kN
--------------------	---------

Vu2	77.5 kN
------------	----------------

16.8. PERFILES A COMPRESIÓN VENTANAS

Se elige un único perfil HEB para todas las ventanas puesto que las uniones son vistas.
Se dimensiona con la máxima sollicitación a pandeo considerando el perfil articulado - articulado.

Solicitaciones máximas

$N_{\text{total}} = \text{carga viga} + \text{peso muro} = 410 \text{ kN} + 5 \text{ m} \cdot 0.35 \text{ m} \cdot 3.8 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3$

- $N_{j,Ed} = 580 \text{ kN}$, longitud de pandeo = 2.3m

$N_{\text{total}} = \text{carga viga} + \text{peso muro} = 520 \text{ kN} + 5 \text{ m} \cdot 0.35 \text{ m} \cdot 2.4 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3$

- $N_{j,Ed} = 625 \text{ kN}$, longitud de pandeo = 1 m

GEOMETRÍA		
Altura	2.3	m
Perfil	HE 100 B	
ELU - RESISTENCIA TRACCIÓN PERFIL		
$N_{Rd,pl}$	681	kN
PANDEO		
λ_E	86.8	
A perfil	2600.0	mm ²
I, eje fuerte	4495000.0	mm ⁴
I, eje débil	1673000.0	mm ⁴
Inercia	57900000	mm ⁴
i	149.2	mm
Inserción manual		mm
L	2300	mm
β	1.0	mm ⁴
L_k	2300.0	mm
λ_k	15.4	
λ_{red}	0.18	
Si $\lambda_{red} < 0.2$ NO hay que considerar pandeo		
Curva de pandeo	a	TABLA
α	0.21	
Φ	0.5	
X	1.00	≤1
Valor desde tabla		
ELU - RESISTENCIA COMPRESIÓN CON PANDEO		
$N_{b,Rd}$	684	kN

Se elige un HEB 100 debido a que sus reducidas dimensiones lo hacen adecuado estéticamente.

16.8.1. UNIONES

BASA + UNIÓN ARTICULADA CON CHAPA FRONTAL

La unión se realizará con barras de acero corrugadas B -500 SD mecanizadas, y las uniones del perfil a la chapa mediante soldadura en taller de 2/3 de la altura del perfil con una soldadura de 0.7 veces el espesor de la chapa mínima.

Se dimensiona la chapa para que sea capaz de transmitir la compresión al hormigón, como elemento de transición necesario entre el pilar metálico y el soporte de hormigón.

Se calcula con HA-30 por ser más desfavorable. Se evita el tener que disponer cartelas a la placa de anclaje aumentando el espesor de esta.

Geometría

Se eligen 4 barras de acero corrugadas B500 SD para realizar una unión simétrica en las 4 caras. Puesto que los taladros de las piezas vienen realizados de taller: será necesario un control cuidadoso y un replanteo bien hecho para asegurar que todas las piezas encajen entre si.

Resistencia del hormigón

No se considera confinamiento del hormigón, luego:

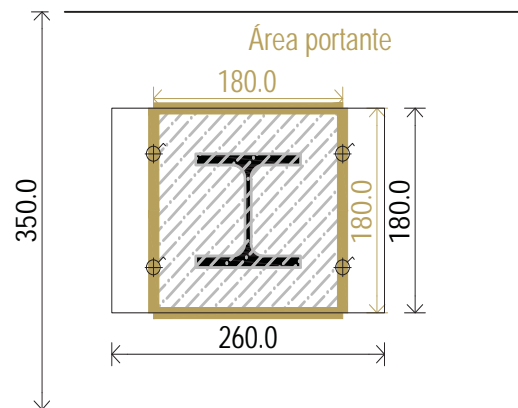
$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3.3 f_{cd} ; \text{luego } f_{jd} = 30/1.5 \text{ N/mm}^2$$

Área portante equivalente

El valor de "c" se calcula como:

$$c \leq t \cdot \sqrt{(f_{yd} / 3 \cdot f_{jd})} = 15 \text{ mm} \cdot \sqrt{(275/1.1 / (3 \cdot 30/1.5))} = 40 \text{ mm}$$

Luego el área portante es 32400 mm².



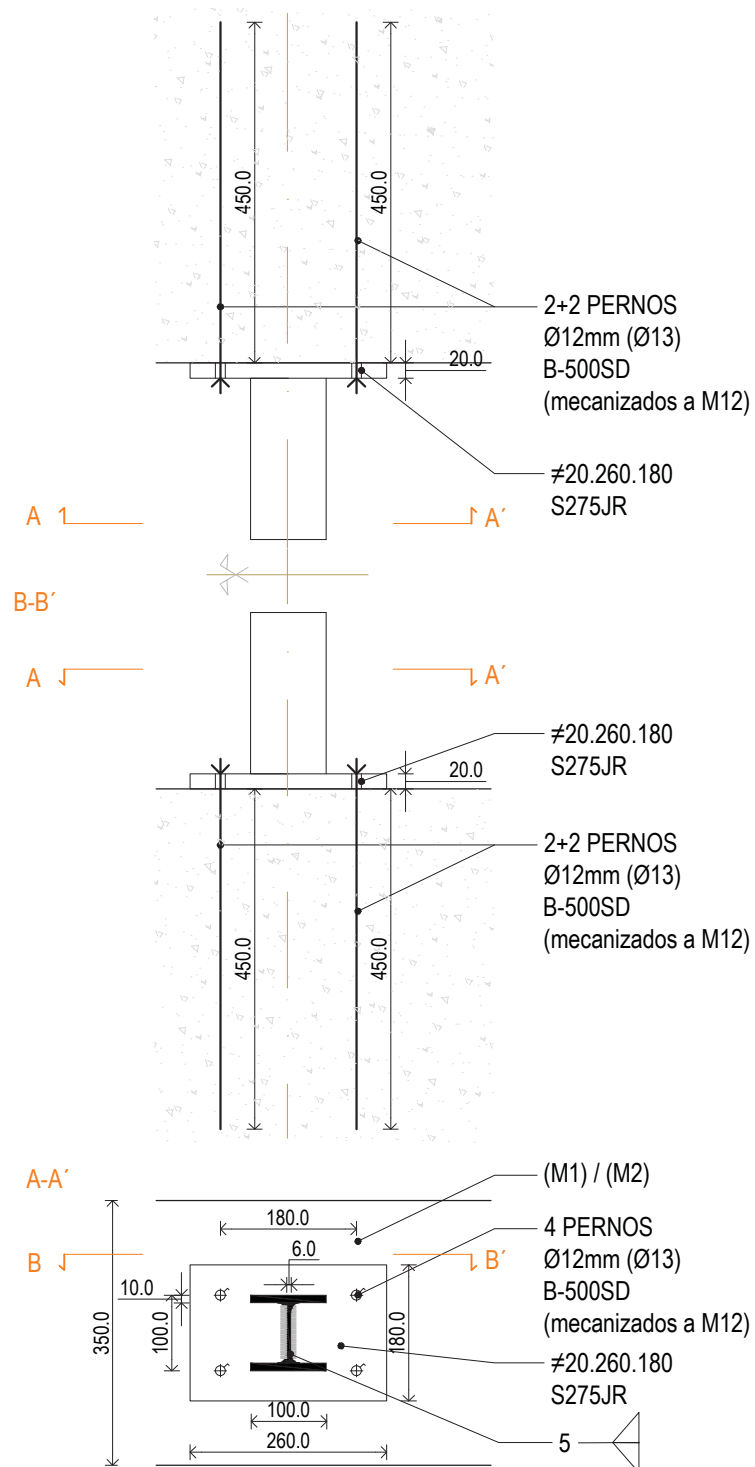
Se calcula el axil resistido por el hormigón:

$$N_{Rd} = 32400 \text{ mm}^2 \cdot 30/1.5 = 648000 \text{ N} = 648 \text{ kN}$$

Dimensiones placa

Puesto que se ha impuesto como condición que el perfil este articulado en ambos extremos no es necesario comprobar la resistencia de la placa frente a la tracción de los pernos o la compresión del hormigón, por lo que se dimensiona geoméricamente por criterios constructivos.

Se utilizan barras de diámetro 12 mecanizadas a M12 con tuerca y arandela de la misma métrica.



17. CIMENTACIÓN

17.1. PLANIFICACIÓN DE LA CAMPAÑA DE RECONOCIMIENTO DEL TERRENO

17.1.1. INFORMACIÓN PREVIA

La información previa a la planificación de los sondeos obtenida de una parcela cercana, indica los siguientes datos generales:

Existencia de un pedraplén en las capas más superficiales.

Existencia de una capa de roca resistente a una profundidad de entre 10 y 20 m.

17.1.2. RECONOCIMIENTO DEL TERRENO

Siguiendo las directrices prescritas por el CTE-SE-C, se procede a clasificar el terreno y la construcción.

Tipo de construcción (Tabla 3.1)

Tabla 3.1. Tipo de construcción

Tipo	Descripción ⁽¹⁾
C-0	Construcciones de menos de 4 plantas y superficie construida inferior a 300 m ²
C-1	Otras construcciones de menos de 4 plantas
C-2	Construcciones entre 4 y 10 plantas
C-3	Construcciones entre 11 a 20 plantas
C-4	Conjuntos monumentales o singulares, o de más de 20 plantas.

⁽¹⁾ En el cómputo de plantas se incluyen los sótanos.

El edificio consta de 2 plantas.

Tipo de construcción: C-1

Grupo de terreno (Tabla 3.2)

Tabla 3.2. Grupo de terreno

Grupo	Descripción
T-1	Terrenos favorables: aquellos con poca variabilidad, y en los que la práctica habitual en la zona es de cimentación directa mediante elementos aislados.
T-2	Terrenos intermedios: los que presentan variabilidad, o que en la zona no siempre se recurre a la misma solución de cimentación, o en los que se puede suponer que tienen rellenos antrópicos de cierta relevancia, aunque probablemente no superen los 3,0 m.
T-3	Terrenos desfavorables: los que no pueden clasificarse en ninguno de los tipos anteriores. De forma especial se considerarán en este grupo los siguientes terrenos: <ul style="list-style-type: none"> a) Suelos expansivos b) Suelos colapsables c) Suelos blandos o sueltos d) Terrenos kársticos en yesos o calizas e) Terrenos variables en cuanto a composición y estado f) Rellenos antrópicos con espesores superiores a 3 m g) Terrenos en zonas susceptibles de sufrir deslizamientos h) Rocas volcánicas en coladas delgadas o con cavidades i) Terrenos con desnivel superior a 15° j) Suelos residuales k) Terrenos de marismas

Según la información previa de la zona a considerar, se sabe que el terreno presenta una cierta variabilidad.

Grupo de terreno: T-2

Atendiendo a esta clasificación se obtienen en la tabla 3.3 y 3.4 el número mínimo de sondeos, el porcentaje de sustitución, las distancias máximas entre puntos de reconocimiento y las profundidades orientativas.

Tabla 3.3. Distancias máximas entre puntos de reconocimiento y profundidades orientativas

Tipo de construcción	Grupo de terreno			
	T1		T2	
	d _{máx} (m)	P (m)	d _{máx} (m)	P (m)
C-0, C-1	35	6	30	18
C-2	30	12	25	25
C-3	25	14	20	30
C-4	20	16	17	35

Tabla 3.4. Número mínimo de sondeos mecánicos y porcentaje de sustitución por pruebas continuas de penetración

	Número mínimo		% de sustitución	
	T-1	T-2	T-1	T-2
C-0	-	1	-	66
C-1	1	2	70	50
C-2	2	3	70	50
C-3	3	3	50	40
C-4	3	3	40	30

Distancia máxima entre puntos de reconocimiento: 30 m

Profundidad orientativa: 18 m

Número mínimo de sondeos: 2

Porcentaje de sustitución por pruebas continuas de penetración: 50%

Para el reconocimiento, lo ideal sería que los puntos de sondeo fuesen:

- Dispuestos según un esquema regular;
- Concentrados en las zonas conflictivas;
- Convenientemente dispuestos en el perímetro de la parcela, a una distancia < 3m del linde;
- Cuando se usen sondeos y penetrómetros, es más conveniente situar un sondeo próximo a un penetrómetro.

Se sustituyen 5 de los 10 sondeos por ensayos por pruebas continuas de penetración (50%). Véase plano en página siguiente para su localización.

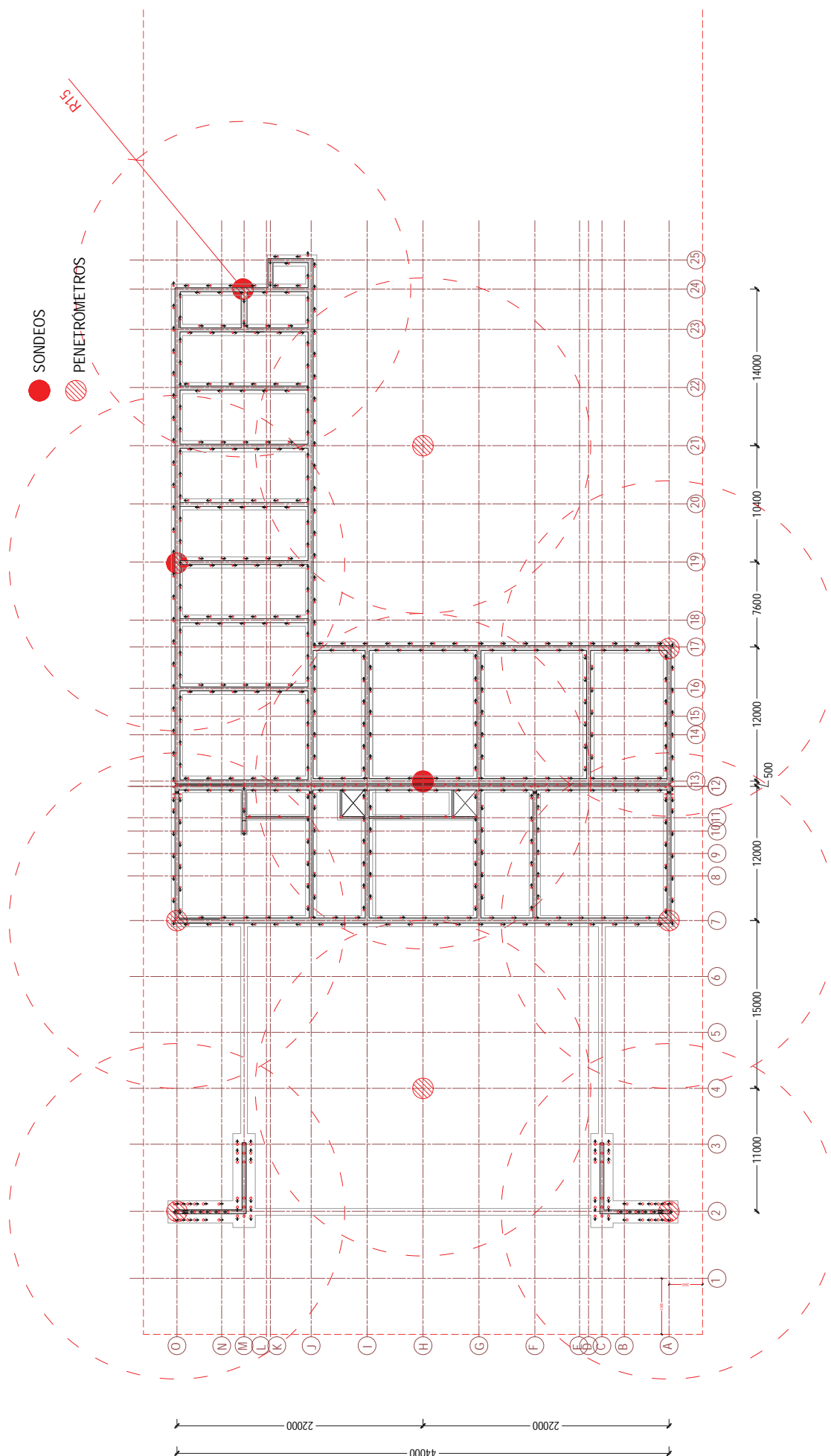
Dado que en la información previa facilitada ya se puede observar que existe un estrato suficientemente resistente como máximo a los 20 m de profundidad, y de acuerdo a lo prescrito en el CTE, se calcula la profundidad afectada a justificar a partir de:

Capítulo 3; punto 3.2.1 Programación; artículo 12:

" La unidad geotécnica resistente a la que se hace referencia en el párrafo anterior debe comprobarse en una profundidad de al menos 2 m, más 0,3 m adicionales por cada planta que tenga la construcción. "

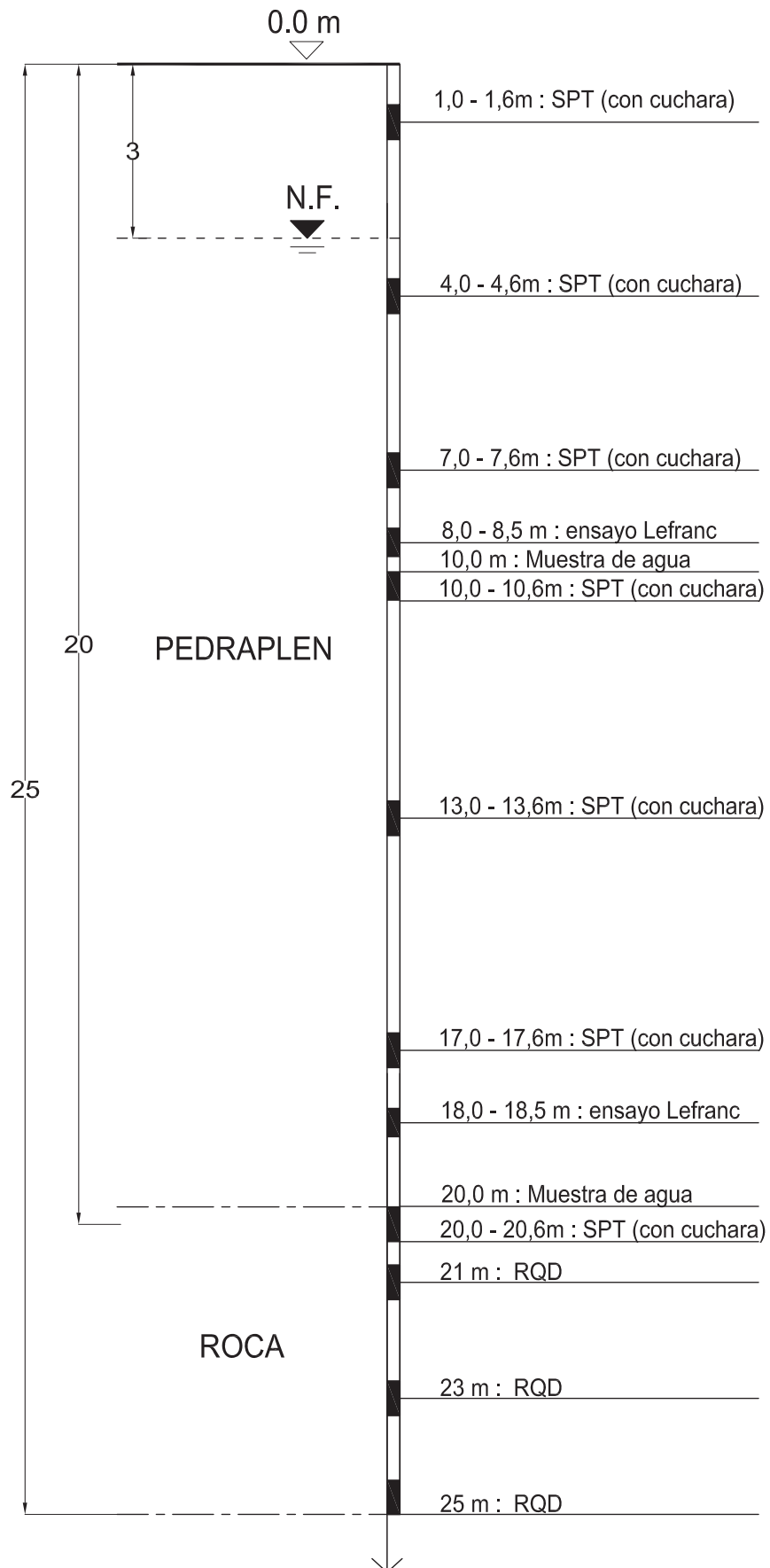
$$\text{Profundidad} = \text{Prof}_{\text{ESTR RESIST}} + 2 \text{ m} + 0,3 \cdot \text{n}^{\circ} \text{ de plantas} = 20 + 2 + 0,3 \cdot x = 22,6 \text{ m} < 25 \text{ m}$$

Se prescriben los ensayos a una profundidad de 25 m, superior a la mínima.



Cada estrato debe caracterizarse.

Se planea la realización de las siguientes pruebas in situ:



El valor de la permeabilidad de la arena media se obtiene haciendo una media de los valores obtenidos con el ensayo Lefranc (se podría considerar fiable el valor obtenido con la realización de un único ensayo). Los ensayos se realizan tanto en la zona más cercana como en la más alejada del mar.

En general, las indicaciones al profesional que ejecute los sondeos serán de hacer una prueba cada 3 m o cada vez que cambie el estrato de terreno; si el terreno es granular se procederá con una prueba in situ (un SPT), si el terreno es de finos se sacará una Ml. Para la caracterización de la zona rocosa se prescriben ensayos del tipo RQD (Rock Quality Designation).

Si el periodo de excavación se alarga varios meses, se tomará nota de la altura del nivel freático en cada estación, (cada 3 meses).

Ensayos de laboratorio que han tenido que hacerse para definir las características del terreno

Para poder caracterizar cada estrato se han tenido que hacer los siguientes ensayos de laboratorio:

MUESTRA TIPO C (para los estratos granulares)

MUESTRA SPT: el testigo que se recoge de la batería es una muestra que solo mantiene la composición del terreno correspondiente.

- Ensayo de identificación: granulometría (en principio sería suficiente un tamizado; clasificación por tamaño de la parte gruesa) y plasticidad (límites de Atterberg, identificación de los finos).
- Componentes químicos: materia orgánica, sulfatos, sales de magnesio.

MUESTRA DE AGUA (al menos una muestra en dos de los tres sondeos)

- Componentes químicos y acidez.

MUESTRA TIPO B (para el estrato de arena media)

- Ensayo de estado: humedad, porosidad, pesos específicos.

Para el estrato de arena (pedraplén) la resistencia se hallará a partir de los resultados del SPT, pues permite obtener valores más fiables que los conseguidos con una prueba de laboratorio de corte directo.

El número de determinaciones del valor de un parámetro de una unidad geotécnica investigada será el adecuado para que éste sea fiable, y no menos de tres. Algunos valores orientativos están indicados en la tabla 3.7 del CTE.

Tabla 3.7. Número orientativo de determinaciones in situ o ensayos de laboratorio para superficies de estudio de hasta 2000 m²

Propiedad	Terreno	
	T-1	T-2
Identificación		
Granulometría	3	6
Plasticidad	3	5
Deformabilidad		
Arcillas y limos	4	6
Arenas	3	5
Resistencia a compresión simple		
Suelos muy blandos	4	6
Suelos blandos a duros	4	5
Suelos fisurados	5	7
Resistencia al corte		
Arcillas y Limos	3	4
Arenas	3	5
Contenido de sales agresivas	3	4

17.1.3. ZONAS GEOTÉCNICAS

De acuerdo con el informe de los sondeos existente del terreno de la zona a cimentar se pueden hacer las siguientes consideraciones que dan lugar a la solución de cimentación adoptada :

Zonas geotécnicas detectadas:

- **Zona G1** Constituida por suelos residuales aluviales y pedraplenes de grandes dimensiones.,

$$\begin{aligned} N_{\text{spt}} &< 10 \\ \sigma_{\text{adm}} &\text{ sin interés} \\ E &< 8 \text{ N/mm}^2 \text{ (tabla D23)} \\ \nu &= 0.30 \text{ (tabla D24)} \end{aligned}$$

- **Zona G2** Pequeño espesor constituida por roca desde débil a mediana.

$$\begin{aligned} N_{\text{spt}} &> 60 \\ \text{RQD} &< 50\% \\ \sigma_{\text{adm}} &: 500 < x < 1000 \text{ kN/m}^2 \\ \varphi_{\text{aprox}} &40^\circ \end{aligned}$$

- **Zona G3** Constituida por roca de mediana a excelente.

$$\begin{aligned} \text{RQD} &> 50\% \\ \sigma_{\text{adm}} &> 1000 \text{ kN/m}^2 = 1 \text{ MPa} \\ \varphi_{\text{aprox}} &45^\circ \\ E &> 150 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

A la luz de la mala calidad de la zona de G1, la existencia de grandes bloques de piedra y el nivel freático dependiente de las mareas, se prescribe para reforzar esta capa la ejecución de Jet Grouting en la zona de los muros en L. Esto permitirá llegar a cimentar a la capa G3 por medio de micropilotes IRS y evitar tanto el rozamiento negativo como poder considerar el total del micropilote a la hora de evaluar los asientos, puesto que previsiblemente los asientos diferenciales serán un problema.

Debido a la existencia del pedraplén se utilizan micropilotes en lugar de pilotes convencionales, ya que el tener un diámetro menor permite atravesar terrenos con piedras de gran tamaño.

Nótese que la capa G3 se encuentra al norte a unos 10 m de profundidad y el sur a unos 20 m de profundidad.

Para el cálculo se parte de la carga admisible del terreno G3, que es dato geotécnico.

17.2. CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN

Como se ha indicado se prescribe un tipo de cimentación profunda, micropilotaje, que alcance la zona de roca resistente G3. Se realiza una mejora del terreno con Jet Grouting, y se ejecutarán micropilotes inclinados para hacer frente a las acciones horizontales derivadas del sismo.

Los encepados se calcularán con el método general ya que el simplificado de bielas y tirantes no es válido para pilotes prefabricados ni para micropilotes al ser la tensión en el apoyo muy alta.

Por un lado el Jet Grouting mejora la resistencia del terreno G1, evitando así que se produzca rozamiento negativo en él, efecto perjudicial que se da en terrenos muy blandos y que disminuye la resistencia de los pilotes.

Además, creando un cerco de Jet Grouting alrededor de la zona de micropilotaje, se facilita la ejecución de la excavación para la construcción de los elementos de cimentación, ya que esta al impermeabilizar el terreno permite la colocación de bombas para extraer el agua que hubiese derivada de una posible subida del nivel freático. Por último, al ser una zona ganada al mar, las mareas provocan esfuerzos cortantes en los micropilotes, que se evitan gracias a esta mezcla de cemento a alta presión, áridos y agua (mezcla similar a un hormigón de baja calidad derivada del Jet Grouting).

Se decide, del lado de la seguridad, no considerar la resistencia por fuste que supone el Jet Grouting en el terreno G1 y considerar únicamente la resistencia por punta y por fuste del micropilote en la zona G3 (roca).

La resistencia de cálculo, será la mínima entre el tope estructural (característica del micropilote elegido) y la carga admisible (carga de hundimiento del micropilote dividida por un coeficiente de seguridad del terreno de 3).

Se calculan los asentamientos tanto a tracción como a compresión para comprobar que la deformación angular es admisible.

El asiento de los grupos de pilotes se calcula como la suma del asiento del terreno y la deformación longitudinal total del micropilote como elemento estructural. Para la zapata equivalente al grupo de pilotes se considera que la carga se reparte a lo largo de todo el pilote, puesto que realmente el estrato geotécnico denominado G1 ha sido mejorado con el Jet Grouting.

Finalmente, en las zonas de muros corridos (M1) y (M2) se utilizan micropilotes entubados para evitar el rozamiento negativo, puesto que por asentamientos aquí no es necesario el Jet Grouting.

ROZAMIENTO NEGATIVO

Como se ha indicado se ha eliminado la posibilidad de rozamiento negativo con la mejora del terreno mediante la técnica de Jet Grouting en los muros en L y por medio de entubaciones en los muros (M1) y (M2).

RESUMEN CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LOS MICROPILOTES:

	MP1	MP2
Diámetro	0,2 m	0,2 m
Longitud total	(20+4) 24 m / (10+4) 14 m	(20+3.6) 23.6 m / (10+3.6) 13.6 m
Longitud empotrada en roca	4 m	4 m

Los micropilotes se inclinan para resistir el cortante sísmico, pues a pesar de que los micropilotes verticales tienen cierta resistencia a cortante, esta es pequeña, y en la bibliografía consultada se recomienda con cargas horizontales elevadas como la sísmica considerar únicamente la reacción horizontal del micropilote inclinado.

Con una inclinación de 20 ° el axil resistido de un micropilote en su eje se puede descomponer geométricamente en una resistencia a fuerzas verticales y horizontales en cabeza de la siguiente magnitud:

$$F_H = N_{Rd,pl,micro} \cdot \text{seno}(20^\circ) = 0.3 \cdot N_{Rd,pl,micro}$$

$$F_V = N_{Rd,pl,micro} \cdot \cos(20^\circ) \text{ , pues al inclinarlos se conserva la longitud empotrada en vertical.}$$

MICROPILOTES (IRS)

TECNOLOGÍA DE EJECUCIÓN:

Atendiendo al sistema de inyección que se utilice, los micropilotes se clasifican en tres tipos:

- Tipo IU: se inyectan a baja presión en una sola fase.
- Tipo IR: se pueden re-inyectar hasta dos veces a través de un tubo con válvulas anti-retorno.
- Tipo IRS: se pueden re-inyectar varias veces a través de tubos manguito instalados en la propia tubería de armadura.

Se eligen micropilotes del tipo IRS para las zonas de los muros en L porque presentan las siguientes ventajas en terrenos difíciles, y IU para los muros lineales:

Micropilotes del tipo IRS: Inyección Repetitiva y Selectiva.

Permiten efectuar una inyección más controlada, se recomiendan en suelos con predominio de finos, en suelos de consistencia baja o media y, especialmente, en suelos granulares en los que se intenta formar un bulbo en la zona inferior.

Tipo IRS: Son los realizados mediante una inyección repetitiva y selectiva (IRS), del taladro de la perforación. Esta inyección se efectúa a presión desde el interior de la armadura tubular, con doble obturador, a través de tubos manguito instalados en la tubería de armadura, separados no más de 1 m entre sí. Se puede inyectar más de dos veces a través de manguitos seleccionados, en función de la admisión de lechada obtenida, con presión de inyección normalmente comprendida entre un megapascal y la presión límite del terreno.

La ejecución de un micropilote consta de las siguientes fases:

- 1) Perforación
- 2) Instalación de la armadura tubular
- 3) Inyección

Descripción detallada del proceso de ejecución:

1) Perforación:

La perforación se realizará emboquillando en los puntos y con las inclinaciones especificadas en el correspondiente proyecto. Los métodos y diámetros de perforación están en función de la naturaleza y características del terreno a atravesar; sin embargo, a priori, se puede indicar que se realizarán con equipos hidráulicos a rotación ó rotopercusión, dotados con martillo en cabeza (o martillo de fondo), y manteniéndose las paredes de la perforación mediante entubación, si fuera necesario. El diámetro de perforación suele oscilar entre 150/300 mm.

2) Instalación de la armadura tubular.

La armadura de los micropilotes suele estar formada por tubos de acero, del diámetro y espesor de pared que se indique en el proyecto, de las diferentes calidades admitidas por la normativa. Una vez terminada la perforación, y limpia de detritus, se rellenará el interior de la tubería de revestimiento con lechada de cemento, y se colocará la armadura tubular del micropilote. Esta armadura, a la vez que es el elemento estructural del micropilote, constituye, en conjunto, el medio indispensable para la realización de las diferentes fases de inyección.

Los tubos irán provistos de una serie de válvulas anti-retorno, regularmente repartidas en toda o en parte de su longitud, que permiten inyectar cantidades controladas a través de cada una de ellas. El disponer de válvulas en la armadura, asegura una inyección correcta (ya que se podrá realizar en varias fases). Los manguitos de estas válvulas pueden estar constituidos por elementos tubulares de goma, evitándose su desplazamiento mediante anillos de hierro, o de cualquier otro tipo (siempre que impidan el retorno de la lechada). Debajo de cada manguito el tubo tiene las correspondientes ventanas para inyección. La unión entre los diferentes tramos de tubería y barra se realizará mediante manguitos roscados de acero de la misma calidad.

3) Inyección

La inyección de los micropilotes (en los del tipo IRS) se efectuará en las siguientes fases sucesivas:

- Formación de la vaina, sin presión (inyección de relleno)
- Primera inyección a presión en la zona del "bulbo"
- Segunda inyección a presión en la zona del "bulbo", ó más si el caso lo requiere.
- Relleno del interior de la armadura tubular con lechada de cemento ó mortero de cemento, según sean las admisiones.

Una dosificación típica de la lechada de inyección puede ser la siguiente:

- Cemento 100 Kg.
- Agua 50 Lt.

La inyección de relleno para formar la vaina, se hará antes de retirar la tubería de revestimiento. Esta vaina, que ocupa el espacio anular comprendido entre la pared del taladro y el tubo, impedirá el refluo vertical de la lechada inyectada sucesivamente, para formar el "bulbo" de empotramiento del micropilote en el terreno.

En el caso de admisiones fuertes, ó de pérdidas del fluido de perforación, se procederá a efectuar una inyección del tipo consolidación a base de morteros ó lechadas con acelerantes de fraguado y otros medios taponantes comunes en la inyección. Una vez que la vaina haya empezado a fraguar, pero no después de 24 horas de terminada su inyección, se procederá a realizar las inyecciones para la formación del "bulbo". La vaina normalmente debe romperse, en terrenos no rocosos, a presiones del orden de 20 a 30 kp/cm². Los manguitos se inyectarán uno después de otro, empezando siempre por el más bajo.

Es siempre conveniente hacer una inyección posterior a la última considerada como definitiva, para controlar el resultado alcanzado por ésta. En muchos casos, es necesario repetir sistemáticamente la inyección para formar el "bulbo" -eventualmente sólo en algunos manguitos- hasta alcanzar las presiones idóneas.

Una vez terminada definitivamente la inyección del "bulbo", el tubo se rellenará de lechada y el micropilote se considerará terminado.

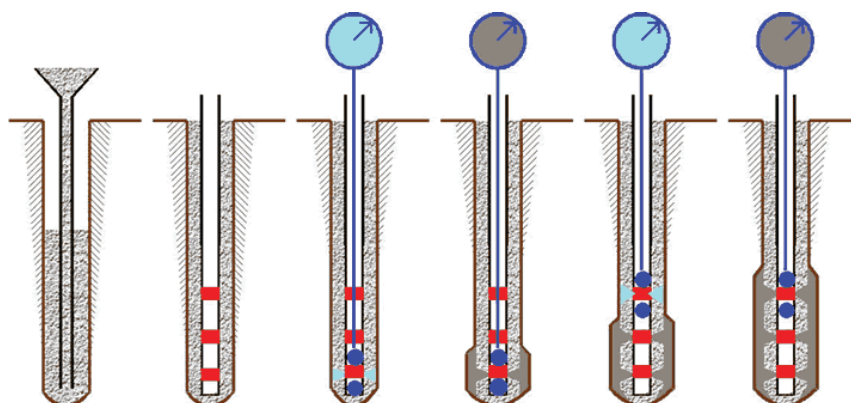
Ejecución:

Para la ejecución de los micropilotes, las fases a seguir son las siguientes:

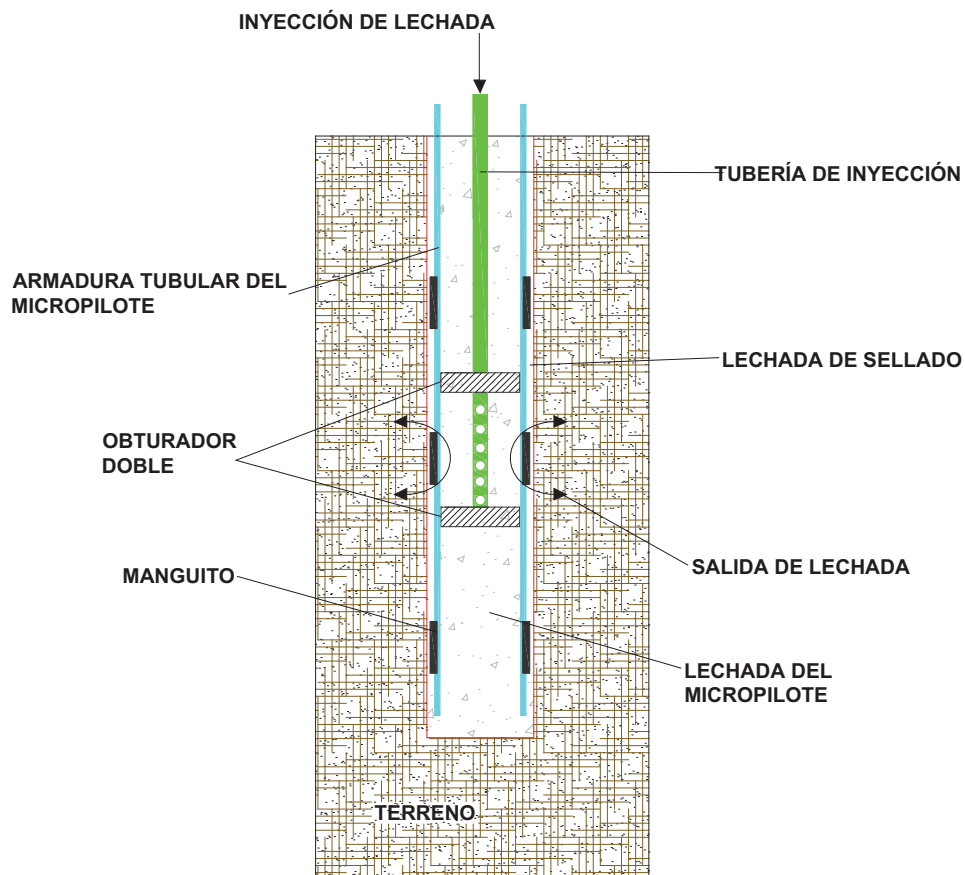
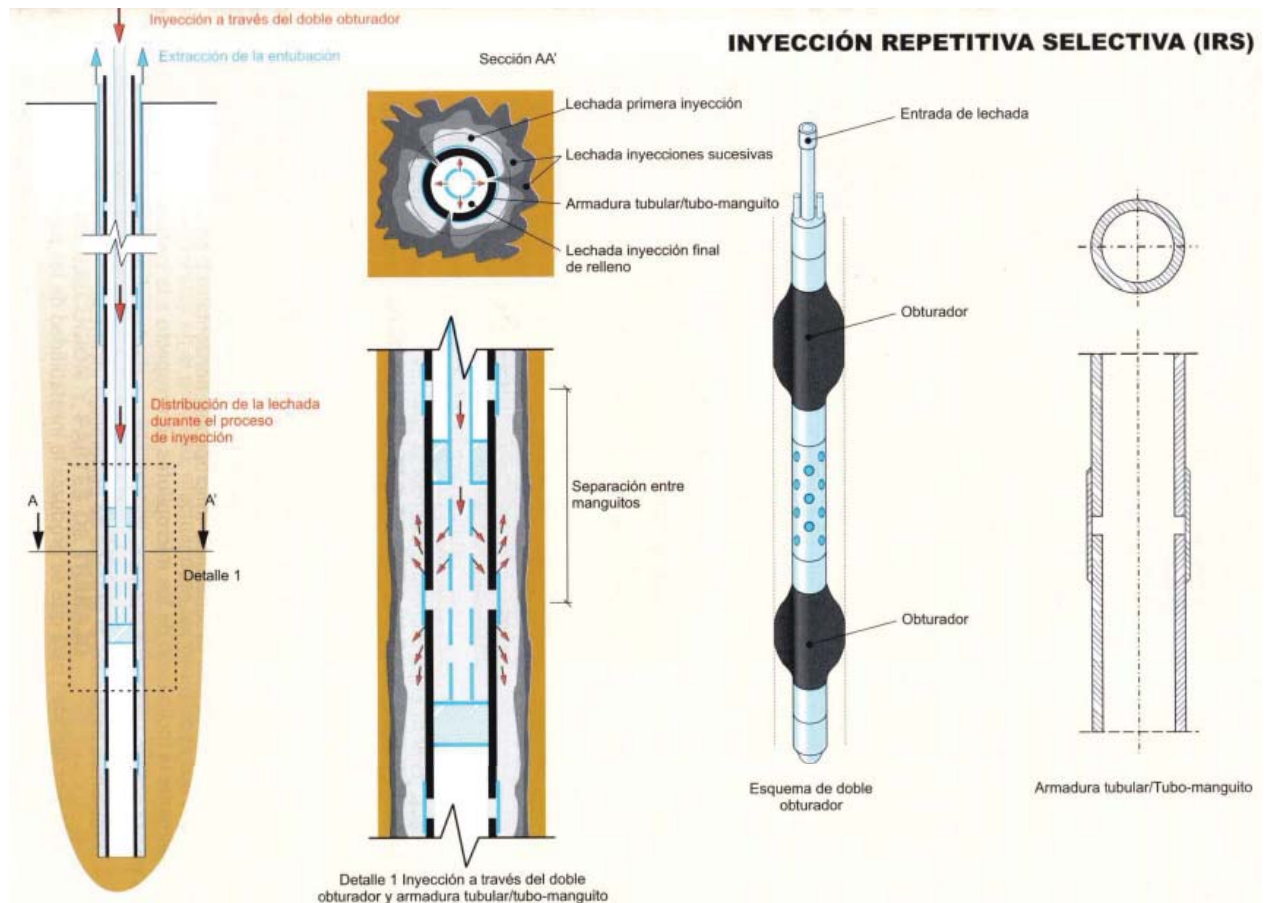
- 1.- Replanteo de los puntos de emboquille.
- 2.- Emplazamiento de la máquina.
- 3.- Ejecución de la perforación para alojamiento de los micropilotes.
- 4.- Inyección.

El equipo básico a utilizar ha de constar de los siguientes elementos:

- Sonda perforadora adaptada al tipo de obra.
- Central de fabricación e inyección de lechadas y morteros.
- Tuberías, manguitos, conducciones y material diverso.



Esquema del proceso de ejecución de un micropilotes tipo IRS.



Esquema básico de los elementos constituyentes de micropilotes tipo IRS.

CÁLCULO DE SOLICITACIONES

Atendiendo a las fuerzas representadas en la imagen inferior: la primera combinación tiene introducido el coeficiente de seguridad correspondiente a ELU en la estructura, mientras que la segunda y tercera se corresponden a los efectos de las acciones sobre la estructura sin coeficiente de seguridad (ELS).

Se calcula para la que resulte mayor entre la segunda y la tercera (ELS), siendo el coeficiente de seguridad de hundimiento del terreno 3 en situación persistente o transitoria y 2 para situación sísmica. Los coeficientes de seguridad del terreno son los mas elevados de todo el edificio debido al alto grado de incertidumbre que conlleva el cálculo.

El cortante en situación persistente o transitoria se resuelve con las vigas de atado que se arman con el criterio habitual de un 10 % de la sollicitación vertical, más el cortante en situación sísmica ($1500 \text{ kN} \cdot 3 = 4500 \text{ kN}$),

El peso de la cimentación (25 kN/m^3) se verá compensado con el peso de las tierras desalojadas en gran medida (20 kN/m^3).

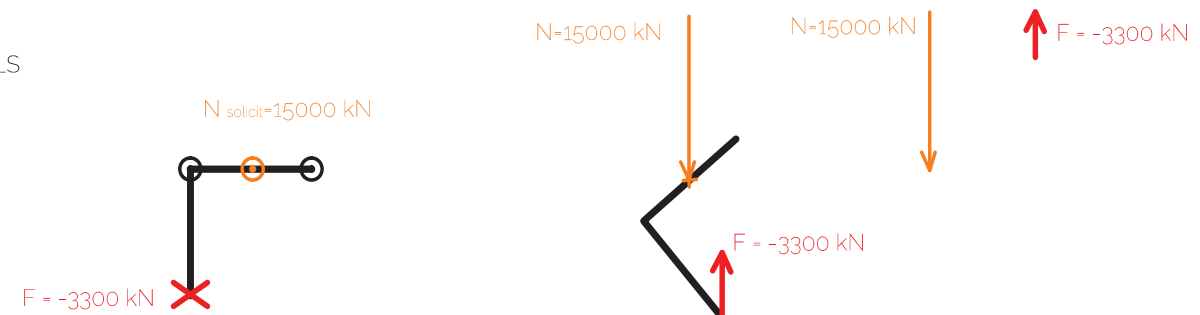
ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA EN VALOR DE CÁLCULO

COMB. PERSISTENTE O TRANSITORIA



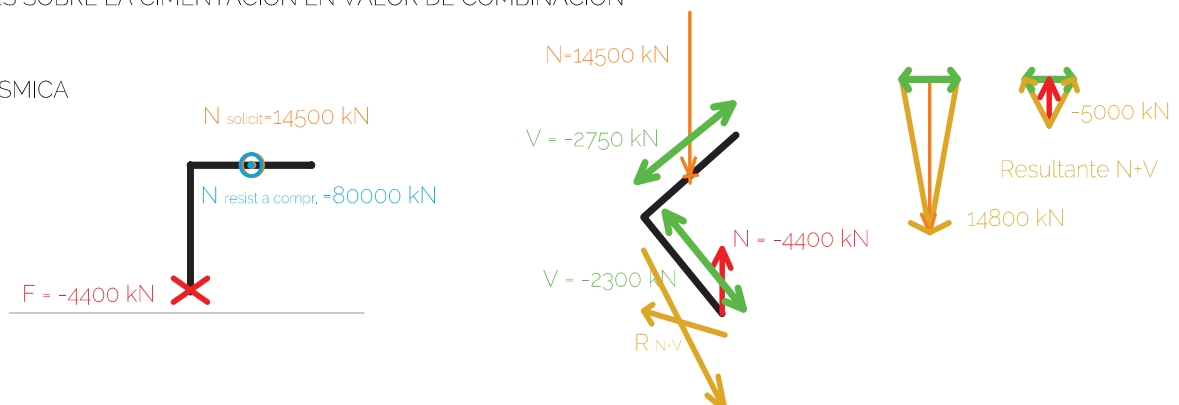
ACCIONES SOBRE LA CIMENTACIÓN EN VALOR CARACTERÍSTICO

COMB. ELS



ACCIONES SOBRE LA CIMENTACIÓN EN VALOR DE COMBINACIÓN

COMB. SÍSMICA



MICROPILOTES NECESARIOS POR CÁLCULO

Micropilotes a tracción (MURO EN L)

MICROPILOTES A TRACCIÓN	
Solicitación máxima sin mayorar	3300 kN
γ_R : coef de seguridad del terreno adicional por tracción	1.43 -
Nº de micropilotes necesario	7 micropilotes
Nº de micropilotes prescritos	8 micropilotes
Resistencia de los micropilotes a tracción	3810 kN
El coef de seguridad del terreno a tracción es el 70% más a tracción que a compresión (CTE-C)	
Resistencia máxima a tracción del conjunto	4110 kN
Micropilotes a tracción (70% a compresión)+peso del encepado	Válido
PESO DEL ENCEPADO	
Área en planta	6 m ²
Altura del encepado	2 m
Peso del encepado	300 kN

PESO DE LOS MICROPILOTES	
Área en planta	31416 mm ²
Altura de los micropilotes	24 m
Peso de un micropilote	19 kN
Peso de todos los micropilotes	151 kN

No se considera el peso de los micropilotes del lado de la seguridad

Micropilotes a compresión (MURO EN L)

MICROPILOTES A COMPRESIÓN	
Soliciación máxima sin mayorar	15000 kN
Nº de micropilotes necesario	23 micropilotes
Nº de micropilotes prescritos	24 micropilotes
Resistencia máxima a compresión del conjunto	16328 kN
	Válido

EMPOTRAMIENTO EN ROCAS

DATOS

CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO	
ν ; módulo de Poisson	0.3 -
E; módulo de elasticidad del terreno	150 N/mm ²
s; espaciamiento entre discontinuidades > 300 mm	0.3 m
B; anchura del cimiento en m; $0.05 < s/B < 2$	2.0 m
a; apertura de discontinuidades	0.004 m
Junta limpia	
q_u ; resist a compresión simple de la roca	1.67 N/mm ²
q_{adm} ; carga de hundimiento	1.00 N/mm ²
γ_R ; coef de seguridad del terreno	3 -

PILOTES: A corto plazo 2, a largo plazo 3

GEOMETRÍA

s_p ; separación mínima entre pilotes > 3 ϕ	600 mm
> 3 ϕ = máx eficacia grupo	
ϕ ; diámetro de los micropilotes por PUNTA	200 mm
ϕ ; diámetro de los micropilotes por FUSTE	200 mm
L_r ; profundidad del fuste en roca	4000 mm
De la misma o mejor calidad que la existente en la base del apoyo (>6) ϕ	
Z; profundidad del firme	20 m
L_{TOTAL} ; longitud total del pilote	24 m

ELU A COMPRESIÓN

CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE

680 kN

La menor entre el Test y la carga adm= q hund/γR - rozam negativo

 T_{est} ; tope estructural

700 kN

MICROPILOTES PERFORADOS

Tabla 5.1 CTE-C/catálogo

Hormigonados a presión

..

 σ tope estructural22.3 N/mm² R_{cd} ; Carga gral de cálculo de los microp.

$$R_{ck} = R_{pk} + R_{fk}$$

680 kN

Puede considerarse que lleva incorporado γR (CTE)

 R_{pd} ; carga admisible por punta

$$R_{pk} = q_p \cdot A_p$$

31 kN

 A_p ; área de la punta31416 mm² q_{pd} ; Resist. unitaria por punta

$$q_{p,d} = K_{sp} q_u d_f$$

1.0 N/mm²

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s}{B}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{a}{s}}}$$

 K_{sp} ; coeficiente dado por la expr.:

0.20 -

 K_{sp} por ser difícil de determinar se toma un valor sensato de 0.2

$$d_f = 1 + 0.4 \frac{L_r}{d} \leq 3$$

 d_f ; coef que tiene en cuenta la long de empotr en roca

3 -

 $q_d = K_{sp} \cdot q_u$; presión admisible de servicio R_{fd} ; carga admisible por fuste

$$R_{fk} = \sum \tau_f \cdot p_f \cdot L$$

649 kN

 A_f ; área del fuste2513274 mm² τ_f ; Resistencia unitaria por fuste

$$\tau_{f,d} = 0.2 q_u^{0.5}$$

0.3 N/mm²

CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE GRUPO

16328 kN

 s_p/ϕ ; separación/ diámetro

3 -

 μ ; Coeficiente de eficiencia

1 -

 $\mu = 1$; separaciones ≥ 3 diámetros $\mu = 0.7$; separaciones = 1 diámetros

Para situaciones intermedias interpolar

 R_{ckg} ; Carga gral de hundimiento del grupo de pilotes

16328 kN

DISTRIBUCIÓN DE CARGAS EN EL ENCEPADO

Los micropilotes se distribuyen proporcionalmente a la carga sobre el muro

ROZAMIENTO NEGATIVO MÁXIMO

0 kN

El rozamiento negativo se produce en terrenos muy malos como rellenos o terrenos residuales

No existe rozamiento negativo al haber sido mejorado el terreno con Jet Grouting

ELS

ASIENTOS PILOTE AISLADO

9.9 mm

E_p	30000 N/mm ²
A_p ; área de la punta	31416 mm ²

$$\left[s = 0,01 \cdot D + \frac{\dot{Q} \cdot L}{A \cdot E_p} \right]$$

Fórmula aproximada

17.9 mm

Considerando que el asiento de un pilote vertical aislado sometido a una carga vertical de servicio, en su cabeza igual a la máxima por razones de hundimiento, es aprox. el 1% de su diámetro, más el acortamiento elástico del pilote.

$$s_i = \left(\frac{D}{40 \cdot R_{ck}} + \frac{l_1 + \alpha \cdot l_2}{A \cdot E} \right) P$$

Fórmula más exacta

9.9 mm

La 1º componente representa el acortamiento del terreno y la 2º el acortamiento del elemento ($\epsilon \cdot L = LN/AE$)

P; carga sobre la cabeza	625 kN
l_1 ; longitud fuera del terreno que carga	0 m
l_2 ; longitud en el terreno	24 m

$$\alpha = \frac{1}{R_{ck}} (0,5R_{fk} + R_{pk})$$

α ; variable según el tipo de transmisión de cargas al terreno 0.52 -

1 = pilotes que trabajan por punta (pilotes columna)

0.5 = pilotes que trabajan por fuste (pilotes flotantes)

Para situaciones intermedias interpolar

$$s_g = \frac{B_1 \cdot q(1 - v^2)}{E_s} K$$

ASIENTOS GRUPO DE PILOTES

16.8 mm

Suma del asiento en el semiespacio elástico + acortamiento del pilote como elem. Estructural

s; acortamiento elástico del elemento

8.3 mm

Para pilotes columna, separados más de 3 ϕ el efecto grupo se considera despreciable

Para otras situaciones se puede suponer que toda la carga del grupo está uniformemente repartida en un plano situado a una profundidad "z" bajo la S^e del terreno.

z; profundidad de apoyo equivalente $z = \alpha \cdot l_2$ 12.6 m

B_1 ; ancho equivalente $B_1 = B_{\text{grupo}} + (1 - \alpha) l_2$ 13.45 m

B_{grupo} ; ancho del grupo considerando planos tg exteriores 2.00 m

L_1 ; longitud equivalente $L_1 = L_{\text{grupo}} + (1 - \alpha) l_2$ 16.45 m

L_{grupo} ; longitud del grupo considerando planos tg exteriores 5.00 m

Cálculo con estas dim. de acuerdo a los procedimientos generales de ciment.s Sles

Asientos en el semiespacio elástico : centro

8.5 mm

Comprobación de la capacidad portante:

Para la situación sísmica el cortante se resuelve con la inclinación de los micropilotes. Se inclinan los micropilotes un ángulo de 20° , por facilidad constructiva, y se ejecutan con técnicas análogas a las de eje vertical..

Se comprueba el número de micropilotes dispuesto.

- ZONA FRONTAL MURO EN L (COMPRESIÓN)

- 24 micropilotes: (475 kN / micropilote)

$$12 \text{ verticales: } F_v = 680 \text{ kN} \cdot 12 = 8160 \text{ kN}$$

$$12 \text{ inclinados: } F_v = 680 \text{ kN} \cdot 12 = 8160 \text{ kN}; F_h = 680 \text{ kN} \cdot 10 \cdot \sin(20^\circ) = 2790 \text{ kN}$$

$$F_{Rd, v} = 16320 \text{ kN} > 15000 \text{ kN}$$

$$F_{Rd, h} = 2790 \text{ kN} > 2750 \text{ kN}$$

- ZONA LATERAL MURO EN L (TRACCIÓN)

- 10/14 micropilotes:(475 kN / micropilote)

*A tracción se computan únicamente los micropilotes que rodean a los perfiles.

$$10 \text{ inclinados: } F_v = 475 \text{ kN} \cdot 12 = 4750 \text{ kN}; F_h = 475 \text{ kN} \cdot 14 \cdot \sin(20^\circ) = 2600 \text{ kN}$$

$$F_{Rd, v} = 4750 \text{ kN} > 4400 \text{ kN}$$

$$F_{Rd, h} = 2600 \text{ kN} > 2300 \text{ kN}$$

De este modo la cimentación resiste todas las combinaciones de acciones posibles; pues los esfuerzos se están considerando por separado según direcciones ortogonales. Al estarse combinando los pésimos con el coeficiente del terreno de 3, tanto para situaciones persistentes o transitorias como para situaciones sísmicas, el coeficiente de seguridad es mayor.

Estas serían las combinaciones estrictas a dimensionar, pero por geometría, y porque en la zona en tracción para las tensiones mínimas este esfuerzo se torna en compresión repartida a lo largo el muro se realiza una comprobación y no un cálculo estricto.

Considerando una combinación de acciones donde se introdujesen los distintos coeficientes de seguridad del terreno (3 Persistentes o Transitorias, 2 Sísmicas) se observa que hay un margen de resistencia mayor.

- Zona a compresión para una combinación de axil de $15000 \cdot 3$ y de cortante de $2750 \cdot 2$.

$$N_{dc} = 45000 \text{ kN}; V_{dc} = 5500 \text{ kN}$$

- Zona a tracción para un axil de $3300 \cdot 3$ y un cortante de $2300 \cdot 2$.

$$N_{dc} = 9900 \text{ kN}; V_{dc} = 4600 \text{ kN}$$

Comprobación de asientos diferenciales

Se comprueban los asientos admisibles basados en la distorsión angular.

Se comprueba que el edificio cumple el criterio establecido por Akempton y Mac Donald, 1956, respecto a los límites de seguridad frente a la aparición de fisuras en muros y tabiques: $L/300$.

Al ser similar a la comprobación en vuelo de deformaciones de vigas (basada en la distorsión angular) se considera el doble de la luz: $6 \cdot 2 = 12 \text{ m}$

$$L/300 = 12000/300 = 40 \text{ mm}$$

Siendo la suma de la micropilotes a compresión más los micropilotes a tracción igual a:

Grupo de pilotes a compresión: 16.8 mm

Pilotes a tracción = 8.3 mm

Asiento diferencial muro en L = $16.8 + 8.3 \text{ mm} = 25.1 \text{ mm}$ ($L/478$) < 40 mm ($L/300$)

CTE-C establece una limitación de $L/500$ para estructuras reticuladas y tabiques de separación. El elemento prácticamente cumple, y, si se considera que por criterios geométricos y de variación en la dirección de las cargas el número de micropilotes colocados es mayor al estrictamente calculado, por lo que se considera admisible $L/478$ frente a $L/500$.

No se comprueban el resto de muros, porque en general los micropilotes son elementos de cimentación que presentan asientos muy bajos, y al no ser elementos conflictivos como estos muros en L no es necesario.

El límite para asientos generales admisibles según la normativa de referencia MV-101, en estructuras e hormigón armado de gran rigidez es de 35 mm en suelos sin cohesión (arena). Cumple holgadamente, como era de esperar en una cimentación micropilotada. Además el CTE, normativa de obligado cumplimiento, no establece criterios para la comprobación de los asientos totales.

ARMADURA MICROPILOTES Y ADHERENCIA ENCEPADO

ARMADURA MICROPILOTES: TOPE ESTRUCTURAL

Para el cálculo de la resistencia del micropilote se utiliza la normativa aplicada CTE- C.

Según libro micropilotes inyectados:

En el caso de micropilotes verticales sometidos simultáneamente a esfuerzos axiales y laterales, el análisis de los mismos, en relación con su rigidez y desplazamientos, se podrá efectuar de manera independiente, estudiando por separado el comportamiento frente a cargas axiales y frente a cargas laterales. Este principio resulta válido asimismo, para el estudio de micropilotes cuyas inclinaciones estén comprendidas entre 0 y 20° respecto de la vertical, que se podrán estudiar descomponiendo la carga en dos direcciones, una axial y otra transversal.*

* En cálculos con modelos tridimensionales de elementos finitos descritos en Forever (véase apéndice 8) se ha puesto de manifiesto que el comportamiento del micropilote en dirección lateral es independiente de la carga axial, pero que la rigidez frente a la carga axial puede aumentar con la existencia de la carga lateral. Este último aspecto puede despreciarse, quedando del lado de la seguridad.

Esto deja un coeficiente de seguridad adicional a cortante en los micropilotes verticales.

En micropilotes la corrosión se considera de dos formas simultáneas, por un lado, se consideran unos recubrimientos mínimos de la armadura, y por otro, para elementos con una vida útil requerida elevada (como es el caso) o un terreno agresivo una reducción del espesor de la armadura por efecto de la corrosión.

En todo caso se superan los recubrimientos mínimos recomendados del perfil tubular de 30 mm para micropilotes en compresión y 35 mm en tracción (micropilotes con mortero de cemento). Además se recomienda que este recubrimiento mínimo se materialice mediante centradores.

Tabla 2.3 , Recubrimientos mínimos. r_{\min} [mm]

Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera, Ministerio de Fomento: GDE.

	LECHADA	MORTERO
Compresión	20	30
Tracción	25	35

Se considera, al igual que en la estructura un recubrimiento correspondiente a 100 años de vida útil, es decir, un incremento del espesor de 1,2 mm.

Tabla 2.4 , Reducción de espesor de armadura por efecto de la corrosión r_c [mm]

Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera, Ministerio de Fomento: GDE.

TIPO DE TERRENO	VIDA ÚTIL REQUERIDA AL MICROPILOTE ³ (años)				
	5	25	50	75	100
Suelos naturales sin alterar	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Suelos naturales contaminados o suelos industriales	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Suelos naturales agresivos (turberas, ciénagas, etc.)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Rellenos no agresivos sin compactar ²	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Rellenos agresivos sin compactar (cenizas, escorias, etc.) ²	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75

Teniendo en cuenta las siguientes afirmaciones del libro Geotecnia y Cimientos II: Mecánica del suelo y las rocas (Jimenez Salas, De Justo Alpañes y Serrano Gonzalez)

" Los pilotes de acero pueden ser corroídos pero la experiencia demuestra que, enterrados, este peligro es menor del que pudiera suponerse. La velocidad a la que el acero es atacado depende, en primer lugar, del potencial de polarización que marca la capacidad de ataque del suelo sobre el acero, pero también de la conductividad del suelo. Si este fuera aislante, pronto se produciría una polarización en la interfase que detendría el fenómeno."

Al ser el agua marina un elemento conductor, al encontrarse el edificio en el puerto se decide tomar las recomendaciones que indica la Guía para el proyecto y ejecución de micropilotes en obras de carretera.

Además, con respecto a la resistencia estructural añade las siguientes consideraciones:

" Un pilote es una pieza alargada que puede calcularse como una columna. Hay, sin embargo, dos diferencias.

La constricción que el terreno produce al movimiento lateral disminuye mucho el peligro de pandeo , aún cuando el terreno sea muy blando. Un estudio cuantitativo (Oteo,1975) de este fenómeno lleva a la conclusión de que tan sólo hay que tenerla en cuenta en pilotes metálicos excepcionales, y en los casos en que el pilote (de cualquier material) se prolonga por fuera del terreno, para constituir por sí mismo un pilar exento. La segunda diferencia es que las cargas que se admiten para los pilotes, en todas las Instrucciones y Reglamentos que tratan específicamente de estas fuerzas, son más modestas que para las estructuras normales. Esto se debe a que, en los pilotes in situ, la calidad del hormigón, por las circunstancias que rodean la ejecución, no puede garantizarse de la misma manera, y , en cuanto a los pilotes prefabricados hincados, el trato que reciben es tan duro, que puede provocar fisuras o comienzo de disgregación. "

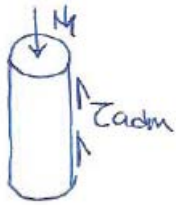
Esta bibliografía propone utilizar un tope estructural igual al límite elástico minorado por el área del perfil laminado descontando la zona exterior, que se supone puede ser objeto de la corrosión durante la vida útil del edificio en construcciones permanentes.

$$T_e = 0.35 \cdot f_{yk} \cdot A_{\text{sin corrosión}}$$

Y en el caso de perfiles tubulares a compresión una pequeña contribución del hormigón y de las armaduras en el caso de que esté armado.

Se decide utilizar el propuesto por la normativa utilizada ,CTE - C, (Tabla 5.1. Valores recomendados para el tope estructural de los pilotes), que considera la tensión de cálculo un 30 % de la admisible y por la importancia del edificio y la probabilidad de corrosión y la naturaleza conductora del terreno se considera el área reducida del acero por efecto de la corrosión.

$$T_e = 0.3 \cdot f_{yk} \cdot A_{\text{sin corrosión}}$$

ADHERENCIA ENCEPADO

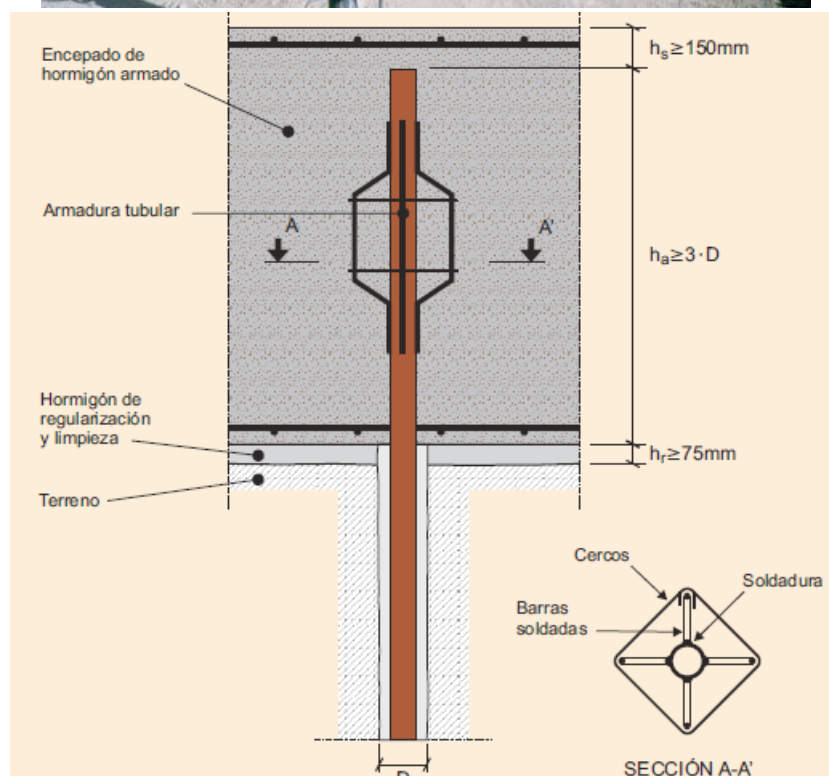
EL cálculo del canto de encepado necesario se basa en la transferencia de esfuerzos micropilotes - encepado por tensión tangencial.

Según bibliografía consultada se dan las siguientes recomendaciones:

"Como precaución constructiva a tener en cuenta, dado que la superficie de la armadura es totalmente lisa, para mejorar la adherencia de las mismas al encepado de cabeza se suele recurrir a soldar unas barras de acero corrugado, que en los casos normales serán cuatro, de un diámetro 16 y en una longitud total de 60 cm a 70 cm, longitud en la que la soldadura no es continua, sino que está aplicada puntualmente con una separación de 10 cm a 12 cm."

"El espesor de garganta de las soldaduras de unión entre la armadura tubular y las barras corrugadas se determinará a partir de soldaduras de prueba ejecutadas sobre probetas de la misma sección que vaya a ser usada en producción. Las probetas se deberán seccionar para medir sobre ellas el espesor de garganta. Este proceso se repetirá hasta obtener una técnica de soldeo que garantice conseguir, en producción, el espesor de garganta deseado."

De este modo la adherencia total es la suma de la adherencia del tubo de acero liso al hormigón más la adherencia de las barras corrugadas soldadas según la imagen mostrada.



Bases de cálculo

EHE no hace comentarios específicos sobre el cálculo de la longitud necesaria para transferir la tensión del acero del tubo al encepado, por lo que se considera el tubo de acero liso como un pilar a compresión y se calcula la tensión tangencial como explica EN 1994:

$\tau_{Rd} = 0.3 \text{ N/mm}^2$ para un recubrimiento de 40 mm, pudiendo utilizarse valores más altos si el recubrimiento es mayor (multiplicando por un coeficiente β_c

$$\beta_c = 1 + 0.02 r \left(1 - \frac{40}{r} \right) \leq 2.5$$

Para un recubrimiento mínimo de los micropilotes de 120 mm se obtiene un incremento de la tensión tangencial de 0.75 N/mm^2 , pues el máximo incremento se alcanza para un recubrimiento de 115 mm. Sin embargo, se decide no utilizar este incremento y ampliar el margen de seguridad, ya que la adherencia con un elemento de acero liso no parece deba considerarse muy alta.

Se calcula con esta tensión para los micropilotes a compresión y como no es suficiente se añaden barras de acero corrugado.

Puesto que para adoptar estos valores de tensión rasante en el cálculo de la conexión micropilote - encepado el elemento debe estar comprimido y es necesario asegurar tracciones perpendiculares a la superficie de contacto del lado de la seguridad, en los micropilotes traccionados se cuenta únicamente con las barras corrugadas soldadas.

Por otro lado, la tensión tangencial de cálculo de las barras corrugadas es la siguiente:

Si las características de adherencia de las barras se comprueban a partir de la geometría de las corrugas (UNE EN 10080, apartado 7.4) el valor de la tensión de adherencia τ_{bd} es:

$$\tau_{bd} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$$

Donde:

1 es igual a 1 (adherencia buena) y 0.7 (otros casos)

2 es igual a 1 para $\leq 32 \text{ mm}$

f_{ctd} es la resistencia de cálculo a tracción

No estando el cálculo de la adherencia del micropilote al encepado literalmente definido en la norma aplicada se consulta otra bibliografía, que no es prescriptiva, pero que valida los cálculos en caso de que queden suficientemente del lado de la seguridad. Esta información de referencia remite expresamente a expresiones extraídas de la EHE anterior, por lo que parece coherente tomarlo en consideración:

Para tubos de acero lisos

$$\tau_{adm} = 1.2/1.5 \cdot (f_{ck})^2$$

$$N = \tau_{adm} \cdot \pi \cdot \varphi \cdot L$$

Para mejorar la tensión de adherencia se decide incluir barras de acero corrugado

$$\tau_{bu} = 130 - 1.9 \cdot \varphi$$

$$\tau_{adm} = \tau_{bu} / 1.6 \cdot (f_{ck}/225)^{2/3} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$S = \pi \cdot \varphi \cdot l \cdot n$$

Micropilotes inyectados. Técnica y cálculo

Juan Carlos Hernández del Pozo

Isidro Ocete Ruiz

Francisco Lamas Fernández

Juan Carlos Hernández Garvayo

Armadura micropilote a tracción (MURO EN L)
200/130/12 (GEO 80)
+ 4 \varnothing 20 (1400 mm) soldadas para adherencia con encepado

Tubo de acero: GEO 80; $f_{yk} = 552 \text{ N/mm}^2$;
 Tope estructural = 722 kN

D ext= 13 cm / Espesor del tubo e = 1.2 cm
 Sección de acero- 48.44 cm²

DATOS SOLICITACIONES**AXIL - TOPE ESTRUCTURAL CONSIDERADO**

$N_{ek} = N_{Ed}$	700	kN
El coeficiente de seguridad va incluido en la resistencia del acero		
f_{ck}	30	N/mm ²
Se realiza la cimentación inclinada para que los micropilotes trabajen a axil		
Diámetro hormigón	200	mm
Área hormigón	31416	mm ²
Área total acero	4844	mm ²

TOPE ESTRUCTURAL PERFIL

A perfil disminuida por corrosión	4358	mm ²
f_{yk} acero	552	N/mm ²
$f_{yd} = 0.3 \cdot f_{yk}$	165.6	N/mm ²
Diámetro exterior	128	mm
Espesor	12.0	mm
Diámetro interior	104	mm
I, eje fuerte	7358164	mm ⁴
I, eje débil	7358164	mm ⁴

ADHERENCIA AL ENCEPADO

Coeficiente de seguridad	1.4	-
--------------------------	------------	---

TUBO LISO

Diám. exterior real	130.0	mm
Se le ha añadido 1.2 mm para considerar la corrosión en 100 años		
Long de empotramiento	0	mm

MÉTODO EN 1994 + EHE**TUBO LISO**

T_{adm}	0.30	N/mm ²
$T_{adm} = \beta_c \cdot 0.3 \leq 2.5$	Tubos lisos	
Resistencia tubo liso	0	kN

BARRAS DE ACERO CORRUGADO

$\tau_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$	3.0	N/mm ²
η_1	1	-
η_2	1	-
f_{ctd}	1.35	N/mm ²
Resistencia barras	1070	kN

RESISTENCIA TOTAL

1070	kN
-------------	----

Resistencia tomada para el cálculo

COMPROBACIONES

Área acero/área hormigón	0.14	Cumple
Debe ser menor a 0.15 o igual a 0.15		

Tope estructural pilote

$N_{Ed} / N_{Rd,pl}$	0.97	Cumple
----------------------	-------------	--------

Adherencia pilote encepado

$N_{Ed} / N_{Rd,pl}$	0.92	Cumple
----------------------	-------------	--------

AXIL = TOPE ESTRUCTURAL

$N_{Rd,pl}$	722	kN
-------------	------------	----

MOMENTO

$M_{Rd,pl}$	27	kNm
$M_{Rd,el}$	19	kNm

CORTANTE

A_w	2774	mm ²
$V_{Rd,pl}$	265	kN
$0.5 V_{Rd,pl}$	133	kN

BARRAS DE ACERO CORRUGADO

Diámetro barras	20	mm
Número de barras	4	
Longitud de adherencia	1400	mm

MÉTODO LIBRO MICROPILOTES INYECTADOS**TUBO LISO**

T_{adm}	1.4	N/mm ²
$T_{adm} = 1.2 / 1.5 \cdot (f_{ck})^{1/2}$	Tubos lisos	
Resistencia tubo liso	0	kN

BARRAS DE ACERO CORRUGADO

$\tau_{bu} = 1.3 - 1.9 \cdot \phi$	0.9	kg/cm ²
$\tau_{bd} = \tau_{bu} \cdot (f_{ck} / 225)^{(2/3)/1}$	74	kg/cm ²
$\tau_{bd} = \tau_{bu} \cdot (f_{ck} / 225)^{(2/3)/1.5}$	7.3	N/mm ²

Resistencia barras	2562	kN
--------------------	-------------	----

RESISTENCIA TOTAL

2562	kN
-------------	----

Resistencia de comparación

Puesto que a compresión el cálculo del tope estructural es exactamente el mismo, y más favorable la adherencia, pero no suficiente para poder disminuir el número de armaduras, por facilidad constructiva se utiliza un micropilote único para todo el muro.

ENCEPADO

Se calcula por el método general de flexión y se arma acorde a ello. Dada la especial relevancia de la unión con los perfiles a tracción, se ha elegido unas dimensiones mayores de encepado para que no se produzcan rotura por extracción del cono del hormigón que rodea el perfil, por palanca o por rotura del borde del encepado. Se distribuyen de forma homogénea los 40 pernos que anclan el perfil al encepado, en el metro y medio que está empotrado el perfil.

Se tiene en cuenta que, para cimentaciones no es razonable utilizar redondos de diámetro menor a $\varnothing 12$ trabajando a tracción.

Flexión

Se calcula el momento al que estará sometido por metro de ancho, considerando el encepado una viga con ménsulas a los 2 lados.

$$M_{Ed} = 700 \text{ kN} \cdot 1.4 \cdot 0.6 \text{ m} = 590 \text{ kNm}$$

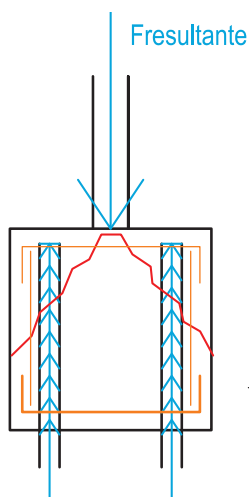
*Se mayor a pues es comprobación estructural

VIGA		HA-30
h, canto de la sección		2000 mm
r, recubrimiento		100 mm
d, canto útil		1900 mm
b, ancho viga		400 mm
Cuantía de acero inferior/superior		804 mm ²
	ϕ	16 mm
Cuantía por redondo		201 mm ²
Número de redondos		4 ud.
Cuantía total		804 mm ²
M+		
Axil acero		349565 N
y, altura del bloque de compresiones		44 mm
z, brazo		1878 mm
M _{Rd}		657 kNm

A pesar de que en la bibliografía especializada se indica que se calcule por el método general de flexión, si se realizase por bielas y tirantes con un fuerza de 700 kN / micropilote y una inclinación de la biela de 70° se necesitaría un tirante que resista:

$$700 \cdot 1.4 \cdot \tan(20^\circ) = 355 \text{ kN} \approx 350 \text{ kN por el método de flexión.}$$

Da valores similares y en todo caso cubiertos con el armado final.

Cortante

$$V_{Ed} = 700 \cdot 1.4 = 980 \text{ kN puntual /micropilote}$$

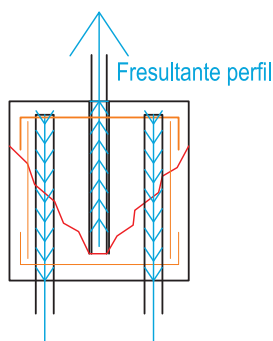
Se considera una cara que es vertical, y paralela a la cara del soporte o muro situada a una distancia de la misma igual al canto útil del encepado, por lo que, solo habría que comprobar la compresión oblicua del alma. Pero considerando que la tensión es muy alta, se comprueba.

El armado inferior cose la rotura a tracción y la biela de hormigón resiste la compresión, en el sentido de la línea roja de rotura. Se toma la fórmula simplificada ($f_{cd1} = 0.3 f_{cd}$)

$$-N_{Rd} \text{ biela} = 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0.6 \cdot 30/1.5 \cdot 600 \cdot 1900 / 1000 = 6840 \text{ kN}$$

Punzonamiento

Se comprueba el punzonamiento en la zona de tracción, porque los micropilotes están en torno a los perfiles que trabajan a tracción. En esa zona se arma el encepado en la zona superior ya que es la que está trabajando normalmente a tracción, con la cuantía geométrica mínima que dictamina la norma.



De forma análoga a la situación anterior, únicamente tiene sentido la comprobación a compresión oblicua del alma, que sería una rotura por extracción del cono de hormigón.

Teniendo la biela una resistencia de $0.3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$ y siendo en 3 dimensiones se calcula la sección mínima de la biela.

$$N_{Rd} \text{ biela} = 0.3 \cdot f_{cd} \cdot \text{perímetro del soporte} \cdot d = 0.6 \cdot (30/1.5) \cdot (1200 \text{ mm}) \cdot 1800 \text{ mm} = 25920 > 4500 \text{ kN} = N_{tEd} \text{ perfil (ELU)}$$

A la solicitación se le podría restar el peso del encepado que entra dentro de ese cono de rotura. Además, el cono de rotura está cosido por armadura laterales y en la zona superior, trabajando a tracción.

Al tener el encepado un canto útil tan elevado, no puede haber rotura por punzonamiento, pues el perímetro crítico de punzonamiento es tan alto que la tensión tangencial alcanza valores del orden de 0.09 N/mm^2

ELU - PUNZONAMIENTO -

Soporte rectangular	200 mm
Perímetro crítico u_1	31600 mm
Comprobar que no haya huecos o aligeramientos a distancia $< 6d$. En ese caso corregir el perímetro	
Área crítica	60040000 mm ²
Reacción del forjado sobre el soporte	4500 kN
β	1.15

Tiene en cuenta los efectos de excentricidad de la carga.

Simplificadamente, puede tomarse:

1.15 en soportes interiores, 1.40 en soportes de borde y 1.50 en soportes de esquina.

T_{sd}	0.09 N/mm ²
Ancho soporte + $3d$ /lado	11600 mm
T_{rd}	0.53 Mpa
T_{rd} valor mínimo	0.42 Mpa
T_{rd}	0.53 Mpa

Si $T_{sd} > T_{rd}$ hay que armar a cortante y comprobar:

COMPROBACIONES

-Distancia máxima entre armaduras para todas las parrillas = 300 mm (EHE, Art. 58.8.2)

-Cgm parilla inferior (B500 SD) = $0,9 / 1000 \cdot 1000\text{mm} \cdot 2000\text{mm} = 1800 \text{ mm}^2/\text{ml}$ (EHE, Art. 42.3.5 comentarios)

Con el objetivo de limitar la abertura de fisuras producidas por la retracción del hormigón:

$$\varphi 16/200 + 5 \varphi 16 = 1005 + 804 = 1809 > 1800 \text{ mm}^2/\text{ml}$$

-Armadura longitudinal superior (B500 SD) > 10% arm. long inferior= $206 \text{ mm}^2/\text{ml}$

$$\varphi 8/200 = 250 \text{ mm}^2 > 180 \text{ mm}^2/\text{ml}$$

-Cgm parilla lateral (B500 SD)

$$\text{Armadura horizontal} = 4 / 1000 \cdot 1000\text{mm} \cdot 1000\text{mm} = 4000 \text{ mm}^2/\text{ml}$$

* Si el ancho del encepado supera a la mitad del canto, la sección de referencia se toma con un ancho igual a la mitad del canto.

$$4000 / 2 \text{ caras} = 2000 < 12 \varphi 16 = 2512 : \varphi 16/150$$

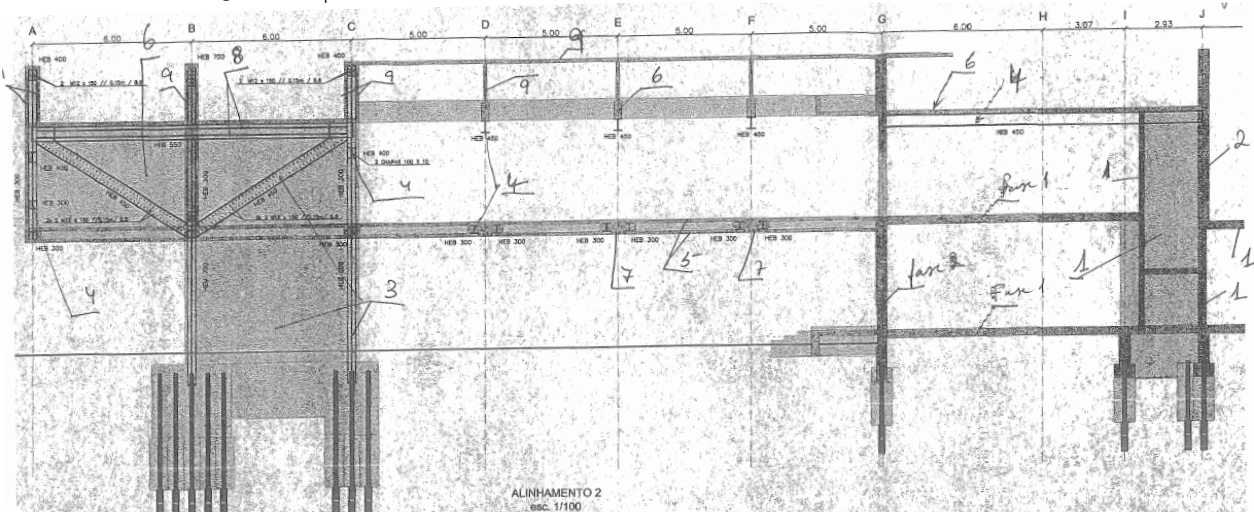
$$\text{Armadura vertical} = 4 / 1000 \cdot 1000\text{mm} \cdot 2000\text{mm} = 8000 \text{ mm}^2/\text{ml}$$

$$4000 / 2 \text{ caras} = 2000 < 12 \varphi 16 = 2512 : \varphi 16/150$$



Imágenes encepado real durante la construcción del edificio.(Perfil HEB 700)

Al haber sido construido en acero las cargas están concentradas en las 3 esquinas, por ello el encepado se divide en 3 zonas. Por la elevada posición del nivel freático se impermeabiliza el encepado. Se cuentan hasta 32 micropilotes.



17.2.1. MICROPILOTES EN MUROS LINEALES

MICROPILOTES A COMPRESIÓN

En este caso se dispone un micropilote con un tope estructural y una profundidad con respecto al firme menores, puesto que las cargas son menores. Por la redundancia de elementos no se hace necesario el Jet Grouting, y se prescriben micropilotes de inyección global única (IU) ,puesto que son más rentables y recomendables para formar bulbo en rocas sanas.

En estos muros al no ser necesaria la comprobación de los ELS se calcula el número de micropilotes por capacidad. Se comprueba la máxima sollicitación por metro de muro y sabiendo que la capacidad portante admisible por pilote, como se detallará es 450 kN y distribuyéndose a una separación mayor a 3 veces el diámetro para que la eficacia del grupo sea completa, se posicionan los micropilotes. Del mismo modo que los del muro en L se colocan a tres bolillo con algunos inclinados 20 °, para resistir de forma más eficaz las fuerzas horizontales sísmicas.

Se han tomado las cargas del punto de máxima sollicitación, por lo que el resto de micropilotes están sobredimensionados. Sin embargo, por criterios constructivos, es razonable utilizar únicamente 2 tipos de micropilotes y a separación constante y no muy elevada para que el muro no trabaje a flexión.

Sollicitación vertical máxima ELS : 450 kN/m

Sollicitación horizontal máxima ELU sísmico : 100 kN/m

Se dispone un micropilote cada metro y se distribuyen homogéneamente bajo la planta de los muros..

MICROPILOTES A COMPRESIÓN

Soliciación máxima sin mayorar	450 kN
Nº de micropilotes necesario	1 micropilotes
Nº de micropilotes prescritos	1 micropilotes
Resistencia máxima a compresión del conjunto	453 kN
	Válido

EMPOTRAMIENTO EN ROCAS

DATOS

CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

ν ; módulo de Poisson	0.3 -
E ; módulo de elasticidad del terreno	150 N/mm ²
s ; espaciamiento entre discontinuidades > 300 mm	0.3 m
B ; anchura del cimiento en m; $0.05 < s/B < 2$	2.0 m
a ; apertura de discontinuidades	0.004 m
Junta limpia	
q_{ui} ; resist a compresión simple de la roca	1.67 N/mm ²
q_{adm} ; carga de hundimiento	1.00 N/mm ²
γ_R ; coef de seguridad del terreno	3 -

PILOTES: A corto plazo 2 , a largo plazo 3

GEOMETRÍA

s_p ; separación mínima entre pilotes > 3 ϕ	600 mm
> 3 ϕ = máx eficacia grupo	
ϕ ; diámetro de los micropilotes por PUNTA	200 mm
ϕ ; diámetro de los micropilotes por FUSTE	200 mm
L_r ; profundidad del fuste en roca	2600 mm
De la misma o mejor calidad que la existente en la base del apoyo (>6) ϕ	
Z ; profundidad del firme	20 m
L_{TOTAL} ; longitud total del pilote	22.6 m

ELU A COMPRESIÓN

CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE

453 kN

La menor entre el Test y la carga adm= q hund/γR - rozam negativo

 T_{est} : tope estructural

475 kN

MICROPILOTES PERFORADOS

Tabla 5.1 CTE-C/catálogo

Hormigonados a presión

. .

 σ tope estructural15.1 N/mm² R_{cd} ; Carga gral de cálculo de los microp.

$$R_{ck} = R_{pk} + R_{fk}$$

453 kN

Puede considerarse que lleva incorporado γR (CTE)

 R_{pd} : carga admisible por punta

$$R_{pk} = q_p \cdot A_p$$

31 kN

 A_p ; área de la punta31416 mm² q_{pd} ; Resist. unitaria por punta

$$q_{p,d} = K_{sp} q_u d_f$$

1.0 N/mm²

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s}{B}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{a}{s}}}$$

 K_{sp} ; coeficiente dado por la expr.:

0.20 -

Ksp por ser difícil de determinar se toma un valor sensato de 0,2

$$d_f = 1 + 0,4 \frac{L_r}{d} \leq 3$$

 d_f ; coef que tiene en cuenta la long de empotr en roca

3 -

 $q_d = K_{sp} \cdot q_u$; presión admisible de servicio R_{fd} : carga admisible por fuste

$$R_{fk} = \sum \tau_f \cdot p_f \cdot L$$

422 kN

 A_f ; área del fuste1633628 mm² τ_f ; Resistencia unitaria por fuste

$$\tau_{f,d} = 0,2 q_u^{0,5}$$

0.3 N/mm²

CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE GRUPO

453 kN

 s_p/ϕ ; separación/ diámetro

3 -

 μ ; Coeficiente de eficiencia

1 -

 $\mu = 1$; separaciones ≥ 3 diámetros $\mu = 0.7$; separaciones = 1 diámetros

Para situaciones intermedias interpolar

 $R_{ck,g}$; Carga gral de hundimiento del grupo de pilotes

453 kN

DISTRIBUCIÓN DE CARGAS EN EL ENCEPADO

Los micropilotes se distribuyen proporcionalmente a la carga sobre el muro

ROZAMIENTO NEGATIVO MÁXIMO

0 kN

El rozamiento negativo se produce en terrenos muy malos como rellenos o terrenos residuales

No existe rozamiento negativo al realizarse un entubado del elemento

Armadura micropilote a compresión
200/130/8 (GEO 80)
+ 4 \varnothing 20 (800 mm) soldadas para adherencia con encepado

Tubo de acero: GEO 80; $f_{yk} = 552 \text{ N/mm}^2$;
 Tope estructural = 498 kN

D ext= 13 cm / Espesor del tubo e = 0.8 cm
 Sección de acero- 34.91 cm²

DATOS SOLICITACIONES**AXIL - TOPE ESTRUCTURAL CONSIDERADO**

$N_{ek} = N_{Ed}$	450	kN
El coeficiente de seguridad va incluido en la resistencia del acero		
f_{ck}	30	N/mm ²
Se realiza la cimentación inclinada para que los micropilotes trabajen a axil		
Diámetro hormigón	200	mm
Área hormigón	31416	mm ²
Área total acero	3491	mm ³

TOPE ESTRUCTURAL PERFIL

A perfil disminuida por corrosión	3006	mm ²
f_{yk} acero	552	N/mm ²
$f_{yd} = 0.3 \cdot f_{yk}$	165.6	N/mm ²
Diámetro exterior	128	mm
Espesor	8.0	mm
Diámetro interior	112	mm
I, eje fuerte	5398613	mm ⁴
I, eje débil	5398613	mm ⁴

ADHERENCIA AL ENCEPADO

Coeficiente de seguridad	1.4	-
--------------------------	------------	---

TUBO LISO

Diám. exterior real	130.0	mm
Se le ha añadido 1.2 mm para considerar la corrosión en 100 años		
Long de empotramiento	550	mm

MÉTODO EN 1994 + EHE**TUBO LISO**

T_{adm}	0.30	N/mm ²
$T_{adm} = \beta_c \cdot 0.3 \leq 2.5$ Tubos lisos		
Resistencia tubo liso	67	kN

BARRAS DE ACERO CORRUGADO

$\tau_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$	3.0	N/mm ²
η_1	1	-
η_2	1	-
f_{ctd}	1.35	N/mm ²
Resistencia barras	611	kN

RESISTENCIA TOTAL

679	kN
------------	----

Resistencia tomada para el cálculo

COMPROBACIONES

Área acero/área hormigón	0.11	Cumple
Debe ser menor a 0.15		

Tope estructural pilote

$N_{Ed} / N_{Rd,pl}$	0.90	Cumple
----------------------	-------------	--------

Adherencia pilote encepado

$N_{Ed} / N_{Rd,pl}$	0.93	Cumple
----------------------	-------------	--------

AXIL = TOPE ESTRUCTURAL

$N_{Rd,pl}$	498	kN
-------------	------------	----

MOMENTO

$M_{Rd,pl}$	19	kNm
$M_{Rd,el}$	14	kNm

CORTANTE

A_w	1914	mm ²
$V_{Rd,pl}$	183	kN
$0.5 V_{Rd,pl}$	91	kN

BARRAS DE ACERO CORRUGADO

Diámetro barras	20	mm
Número de barras	4	
Longitud de adherencia	800	mm

MÉTODO LIBRO MICROPILOTES INYECTADOS**TUBO LISO**

T_{adm}	1.4	N/mm ²
$T_{adm} = 1.2 / 1.5 \cdot (f_{ck})^{1/2}$ Tubos lisos		
Resistencia tubo liso	305	kN

BARRAS DE ACERO CORRUGADO

$\tau_{bu} = 1.3 - 1.9 \cdot \phi$	0.9	kg/cm ²
$\tau_{bd} = \tau_{bu} \cdot (f_{ck} / 225)^{(2/3)/1}$	74	kg/cm ²
$\tau_{bd} = \tau_{bu} \cdot (f_{ck} / 225)^{(2/3)/1.5}$	7.3	N/mm ²

Resistencia barras	1464	kN
--------------------	-------------	----

RESISTENCIA TOTAL

1769	kN
-------------	----

Resistencia de comparación

Comprobación de resistencia a cortante

Al dimensionarse con respecto a los puntos más desfavorables no es necesario comprobar la distribución.

$$F_H = N_{Rd,pl,micro} \cdot \text{seno}(20^\circ) = 0.34 \cdot N_{Rd,pl,micro} = 155 \text{ kN} > 100 \text{ kN}$$

$$F_V = N_{Rd,pl,micro} \cdot \text{pues al inclinarlos se conserva la longitud empotrada en vertical.}$$

ENCEPADO

Se calcula el momento al que estará sometido por metro de ancho, considerando el encepado una viga con ménsulas a los 2 lados.

Se comprueba a una sección que está a 0,15 de la cara del soporte.

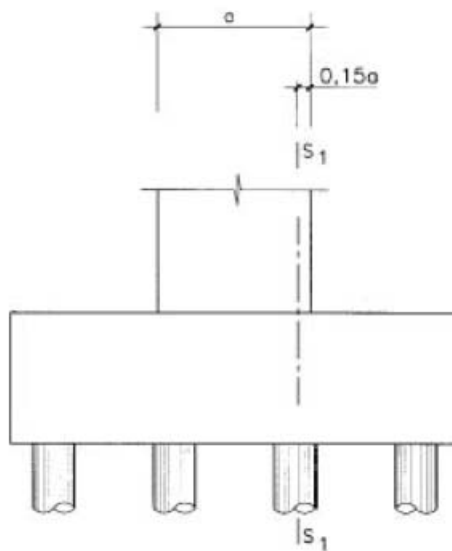


Figura 45. Sección de cálculo del encepado flexible.

$$M_{Ed} = 460 \text{ kN} \cdot 1.4 \cdot 0.18 \text{ m} = 115 \text{ kNm}$$

*Se mayor a pues es comprobación estructural

Flexión

La armadura principal debe disponerse en bandas sobre los pilotes. Se define como banda o faja una zona cuyo eje es la línea que une los centros de los pilotes, y cuyo ancho es igual al diámetro del pilote más dos veces la distancia entre la cara superior del pilote y el centro de gravedad de la armadura del tirante.

VIGA		HA-30
h, canto de la sección		600 mm
r, recubrimiento		100 mm
d, canto útil		500 mm
b, ancho viga		850 mm
Cuantía de acero inferior/superior		804 mm ²
	φ	16 mm
Cuantía por redondo		201 mm ²
Número de redondos		4 ud.
Cuantía total		804 mm ²
M+		
Axil acero		349565 N
y, altura del bloque de compresiones		21 mm
z, brazo		490 mm
M _{Rd}		171 kNm

Cortante

$$V_{Ed} = 460 \cdot 1.4 = 650 \text{ kN puntual /micropilote}$$

Se considera una cara que es vertical, y paralela a la cara del soporte o muro situada a una distancia de la misma igual al canto útil del encepado, por lo que la comprobación queda más lejos que el micropilote. Solo habría que comprobar por compresión oblicua del alma

$$N_{Rd \text{ biela}} = 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0.6 \cdot 30 / 1.5 \cdot 850 \cdot 500 / 1000 = 2550 \text{ kN} >> 650 \text{ kN}$$

COMPROBACIONES

-Distancia máxima entre armaduras para todas las parrillas = 300 mm (EHE, Art. 58.8.2)

-Cgm parilla inferior (B500 SD) = $0.9 / 1000 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} = 900 \text{ mm}^2/\text{ml}$ (EHE, Art. 42.3.5 comentarios)

Con el objetivo de limitar la abertura de fisuras producidas por la retracción del hormigón:

$$\phi 16/200 = 1005 > 900 \text{ mm}^2/\text{ml}$$

-Armadura longitudinal superior (B500 SD) > 10% arm. long inferior= $100 \text{ mm}^2/\text{ml}$

Puesto que se dispone por criterios constructivos se le asigna la misma separación

$$\phi 8/200 = 452 \text{ mm}^2 > 100 \text{ mm}^2/\text{ml}$$

-Cgm parilla lateral (B500 SD)

$$\text{Armadura horizontal} = 4 / 1000 \cdot 500 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} = 2000 \text{ mm}^2$$

* Si el ancho del encepado supera a la mitad del canto, la sección de referencia se toma con un ancho igual a la mitad del canto.

$$2000 / 2 \text{ caras} = 1000 < 5 \phi 16 = 1000: \phi 16/250$$

$$\text{Armadura vertical} = 4 / 1000 \cdot 500 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} = 2000 \text{ mm}^2/\text{ml}$$

$$2000 / 2 \text{ caras} = 1000 < 5 \phi 16 = 1005: \phi 16/250$$

El resto de armados se disponen por criterios constructivos

17.2.2. JET GROUTING

El proceso de Jet-Grouting, se conoce como la mejora del terreno con una mezcla estable de suelo cemento mediante una energía de corte a alta presión. El suelo alrededor de la perforación se erosiona con la ayuda de un chorro de alta presión de agua, aire y suspensión de cemento. La combinación de estos tres fluidos, determina los distintos tipos de Jet-Grouting que se comercializan en el mercado (Jet I, Jet II, Jet III y Super-Jet). Las altas velocidades de corte consiguen romper el suelo, desplazar parte de las partículas hacia la superficie y mezclar el suelo restante con la lechada de cemento.

La mezcla de cemento se expulsa parcialmente por el espacio anular entre la varilla y el taladro efectuado. Diferentes configuraciones geométricas de los elementos del suelo-cemento son posibles mediante la limitación o ejecución completa del radio de giro del Jet-Grouting. La distancia alcanzada por el chorro-erosión (energía de corte) varía en función de los fluidos utilizados, tipo de suelo, velocidad ascensional, etc... y puede alcanzar diámetros de hasta 5 metros.

Ventajas de Jet Grouting:

- Gran mejora del terreno
- Aplicable a casi todos los tipos de suelos
- Impermeabilización del suelo.
- Individualizado tratamiento in situ
- Tratamiento específico por capas
- Solo hay aportación de material
- Sin vibraciones
- Aplicable en espacios de trabajo limitados
- Posibilidad de diferentes tipos de material inyectado
- Sin mantenimiento
- Es el método más seguro y directo para recalces
- Capaz de operar alrededor de las instalaciones subterráneas en servicio
- Más rápido que los métodos alternativos.

Puesto que el Jet Grouting es un corte a alta presión, al realizarlo en pedraplén saldría disparado por lo que en el contorno se han de realizar inyecciones previas.

Parece necesaria una mejora del terreno en los muros en L, para que los micropilotes no puedan pandear ni deformarse de ninguna forma con el movimiento de la onda sísmica.

En el resto de muros, al existir una cantidad tan elevada de micropilotes inclinados, haberse calculado para una zona puntual más desfavorable, no resulta necesaria una mejora del terreno con Jet Grouting. Con las inyecciones es suficiente.

17.2.3. ELEMENTOS DE ATADO

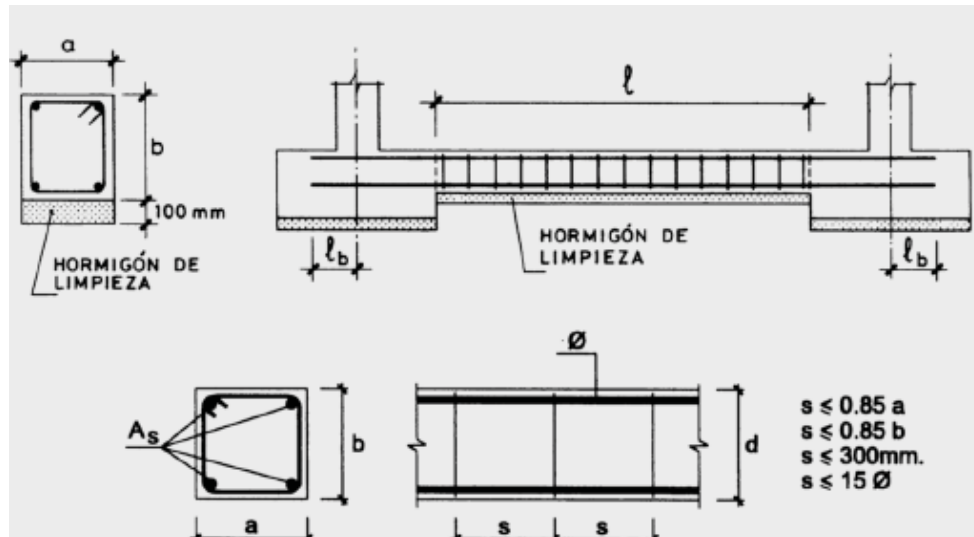
Se calculan a tracción con el cortante de cálculo más un 10 % del axil para evitar excesivos movimientos horizontales. El hormigón se considera únicamente como protección de la corrosión de las vigas.

A pesar de que los muros en L ya resisten sus propios efectos horizontales mediante la inclinación de los micropilotes, se decide ejecutar las vigas de atado porque en cualquier caso están a favor de seguridad y son prescriptivas por la NCSE-02 para elementos con una aceleración mayor de 0,16g y Art. 58.3 EHE-08.

En todos los casos el 10 % de la acción vertical en situación persistente o transitoria es mucho menor que el cortante en combinación sísmica.

Habitualmente se calculan considerando el cortante basal igual a la aceleración sísmica de cálculo en la estructura por la masa del edificio, pero en este caso se conoce el valor del cortante basal por el modelado realizado.

Las vigas de atado han de cumplir las siguientes prescripciones:



Dimensiones mínimas:

Canto de la viga = 600 mm

Ancho de la viga = 600 mm

- Muro en L - zona más rígida:

$N_{Ed} = 2750 + 10\% \cdot 14500 = 4200 \text{ kN}$, en valor de cálculo pues se refiere a la acción sísmica.

Situación accidental: $4200000 \text{ N} / 500 \text{ N/mm}^2 = 8400 \text{ mm}^2 = 18 \phi 25$

- Muro en L - muro en L:

$N_{Ed} = 2300 + 10\% \cdot 4400 = 2750 \text{ kN}$, en valor de cálculo pues se refiere a la acción sísmica.

Situación accidental: $2750000 \text{ N} / 500 \text{ N/mm}^2 = 5500 \text{ mm}^2 = 12 \phi 25$

Cercos de atado

La separación máxima entre cercos de atado es la siguiente:

$s_{\max} = 0.85 a; 0.85 b; 300 \text{ mm}, 15 \phi = 510; 300; 375.$

$\phi_{\min} = \phi_{\text{long}} / 4 = 6.25 \text{ mm}$

Se dispone $\phi 8$ cada 300 mm

18. COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS ELEMENTOS (CTE -SI)

18.1. CONSIDERACIONES GENERALES

Se proyectan los elementos para que tengan suficiente resistencia al fuego en función de los requisitos de cada zona o local .

Con carácter general, el edificio tiene una resistencia al fuego necesaria de R₉₀. Para los locales de riesgo medio R₁₂₀ (un almacén en planta baja) y para los locales de riesgo alto R₁₈₀ (el depósito de libros). La posición de estos locales en el edificio se encuentra grafiada en la siguiente imagen:

18.1.1. ELEMENTOS DE HORMIGÓN

Para cumplir los requisitos de los elementos de hormigón estos se proyectan con las dimensiones y cantos mínimos establecidos para cada tipología en la EHE -08.

Puesto que para los elementos no prefabricados las exigencias de durabilidad (recubrimientos mínimos) y los criterios constructivos obligan a dimensiones mínimas y recubrimientos muy altos estos tendrán una marcada sobrerresistencia al fuego.

Tirantes y elementos sometidos a tracción (Tabla A.6.5.4 EHE-08)

A pesar de estar en el exterior ,por su importancia en la resistencia global del edificio se comprueban los tirantes de acero embebidos en los muros en L de hormigón.

Dimensión mínima R₉₀ : 150 mm < 350 mm . Cumple

Distancias mínimas equivalentes al eje: 25 mm < 50 mm. Cumple

Área mínima del hormigón: $2 \cdot b^2_{\min} = 45000 \text{ mm}^2 < 122500 \text{ mm}^2$. Cumple

Escaleras (Tabla A.6.5.7 EHE-08)

Para flexión en una sola dirección de losas macizas.

Canto mínimo R₉₀ : 100 mm < 150 mm . Cumple

Distancias mínimas equivalentes al eje: 25 mm < 50 mm. Cumple

Vigas expuestas al fuego (Tabla A.6.5.5.2 EHE-08)

Opción 2.

Ancho mínimo R₉₀ :200mm < 350 mm . Cumple

Distancias mínimas equivalentes al eje: 35 mm < 50 mm. Cumple

Debido al elevado recubrimiento con que se ejecutan las armaduras postesas no presentan problemas en caso de incendio.

Muros portantes expuestos por ambas caras (Tabla A.6.5.5.2 EHE-08)

Se elige R₁₈₀ por ser el más desfavorable.

Ancho mínimo R₁₈₀ :250mm < 350 mm . Cumple

Distancias mínimas equivalentes al eje: 45 mm < 50 mm. Cumple

Elementos prefabricados

En cuanto a los elementos pretensados, se elige la prelosa pretensada con una resistencia al fuego mínima de R 120, que será suplementada en la zona de almacenes con un falso techo resistente al fuego que aporte la resistencia necesaria hasta alcanzar el tiempo de exposición al fuego requerido. Se prolonga la armadura de negativo hasta el 33% de la luz en apoyos interiores y al 10 % de la luz en apoyos extremos.

18.1.2. ELEMENTOS DE ACERO

Se calculan las acciones sobre los elementos en combinación accidental y se comprueban los elementos más desfavorables de cada tipología (HEB 550 y HEB 340).
Se utiliza el método gráfico (NOMOGRAMAS, APTA).

HEB 550

En la zona de planta primera donde cubre el máximo de ancho tributario, 6 metros.

MPL, Rd a Tª ambiente (S275)= 1537 kNm

Se calculan las acciones con los coeficientes de combinación en situación accidental incendio según el CTE.

Cargas en valor característico		kN/m ²	
PP	Elem. estructurales	g ₀	4.0
PP	Elem. constructivos	g ₁	3.0
SB	Uso	q ₁	4.0
SB	Nieve	q ₂	0.0

Comb ACC INCENDIO		9.80	kN/m ²
Luz		11.65	m

	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
Uso	0.7	0.7	0.6
Nieve	0.5	0.2	0.0

Ancho tributario	6.0	m
Carga uniforme	58.8	kN/m
Momento isostático	998	kNm
Cortante isostático	343	kN

MÉTODO SIMPLIFICADO:

- Grado de utilización, μ :
 $\mu = E_{fi,d} / R_{fi,d,0} = 9.8 / 15.45 = 0.63$
 (Se podría considerar 0.65 de forma simplificada para todas las vigas).
- Coeficiente de corrección ($k = k_1 \cdot k_2$), para vigas expuestas en 3 de sus caras:
 $k_1 = 0.7$ (viga no protegida)
 $k_1 = 0.85$ (viga protegida)
 $k_2 = 1$ (viga isostática)
 $k = 0.7$ (viga no protegida)
 $k = 0.85$ (viga protegida)
- Temperatura crítica, θ_{cr} (figura 2 ; nomogramas para determinar la temperatura crítica y la resistencia al fuego).
 $k = 0.7$ (viga no protegida); $\theta_{cr} = 590$ ° C
 $k = 0.85$ (viga protegida); $\theta_{cr} = 650$ ° C
- Factor de sección $P = A/V$, (tabla 6; factor de corrección : $P_{mod} = A/V \cdot \lambda_p / d_p \cdot 1/(1 + \varphi/3)$
 $P_{HEB 550}$ (no protegido) = A/V , siendo A el perímetro rectangular por el efecto sombra
 $= 0.9 \cdot 55 = 49.5$
 $P_{mod HEB 550}$ (1.5 cm de panel de vermiculita, sección rectangular) = $55 \cdot 0.2 / 0.015 = 733$
 $P_{HEB 340}$ este perfil no está expuesto en ninguna de sus caras puesto, que se encuentra rodeado por una placa de hormigón con el exterior y de todos los elementos que conforman el suelo de la zona interior, incluida la prelosa.

- Temperatura resistida o prestación (figura 2 : nomogramas para determinar la temperatura crítica y la resistencia al fuego).

$k = 0.7$ (viga no protegida); $\theta_{cr} = 590^\circ \text{C}$; T resistido = R 23 min < R₉₀
El elemento tiene que estar protegido por algún recubrimiento

Puesto que no hay ningún elemento visto se prefieren paneles o placas a pintura intumescente.

$k = 0.85$ (viga protegida); $\theta_{cr} = 650^\circ \text{C}$; T resistido = R 100 min > R₉₀.

Para la zona de almacenes que tiene un R180, se prescribe un panel de verniculita o material de similares características térmicas de espesor 3 cm.

19. ÍNDICE DE PLANOS.

01. PROYECTO BÁSICO
02. REPLANTEO Y CIMIENTOS 1
03. REPLANTEO Y CIMIENTOS 2 Y PERFILES PERFORADOS
04. DETALLES CIMENTACIÓN 1 : ENCEPADOS
05. DETALLES CIMENTACIÓN 2 : ENCEPADOS
06. DETALLES CIMENTACIÓN 3 : VIGAS DE ATADO (VAT)
07. ALZADOS MUROS 1
08. ALZADOS MUROS 2
09. FORJADO PLANTA BAJA 1
10. FORJADO PLANTA BAJA 2
11. DETALLE VIGAS FORJADO SANITARIO
12. FORJADO PLANTA PRIMERA 1
13. FORJADO PLANTA PRIMERA 2
14. ARMADO DE ESCALERA Y FOSO DE ASCENSOR
15. FORJADO PLANTA CUBIERTA
16. MUROS PANTALLA EN L 1 (LP B)
17. MUROS PANTALLA EN L 2 (LP F)
18. LAJAS POSTESADAS 1 (LP A) Y (LP C)
19. LAJAS POSTESADAS 2 (LP D) Y (LP E)
20. DETALLES UNIONES 1
21. DETALLES UNIONES 2
22. DETALLES UNIONES 3

20. ANEXOS

I. FICHAS JUSTIFICATIVAS DE LAS UNIONES (HILTI PROFIS)

A. (V1) HEB 500 :

- A. COMBINACIÓN PERSISTENTE O TRANSITORIA
- B. COMBINACIÓN ACCIDENTAL SÍSMICA

B. (V2) HEB 500 :

- A. COMBINACIÓN PERSISTENTE O TRANSITORIA
- B. COMBINACIÓN ACCIDENTAL SÍSMICA

C. (V3) HEB 550 :

- A. COMBINACIÓN PERSISTENTE O TRANSITORIA
- B. COMBINACIÓN ACCIDENTAL SÍSMICA

D. (V4) HEB 550 :

- A. COMBINACIÓN PERSISTENTE O TRANSITORIA
- B. COMBINACIÓN ACCIDENTAL SÍSMICA

E. HEB 340 DE BORDE :

- A. COMBINACIÓN PERSISTENTE O TRANSITORIA
- B. COMBINACIÓN ACCIDENTAL SÍSMICA

II. CATÁLOGOS

F. SISTEMA DE POSTESADO

EL PRETENSADO FREYSSINET: El sistema del inventor de hormigón pretensado.

G. PRELOSAS DE FORJADOS DE PLANTA PRIMERA Y CUBIERTA (15+5)

FORJADO DE PRELOSAS PRETENSADAS- PREFABRICADOS LUFORT : PHP-15

H. PRELOSAS DEL FORJADO SANITARIO (20+5)

Forjado de prelasas pretensadas- PREFABRICADOS RODIÑAS : T200 v3

I. PROTECCIÓN DE LA CORROSIÓN DE PERFILES Y UNIONES

ZINGA. Un sistema galvanizado con protección catódica

J. PERNOS EXPANSIVOS HILTI PARA ANCLAJE EN HORMIGÓN

HST3,HST3-R M20 Y M24. Información técnica y de instalación

ANEXO I : FICHAS JUSTIFICATIVAS DE LAS UNIONES (HILTI PROFIS)

Empresa:
Proyectista:
Dirección:
Teléfono I Fax:
E-mail:

Página:
Proyecto:
Sub Proyecto I Pos. No.:
Fecha:

1
BIBLIOTECA PÚBLICA
MUROS DE HA/HP
21/10/2016

Comentarios del proyectista :

1 Insertar datos

Tipo y tamaño de anclaje: HST3-R M24 hef2



Set dinámico/para llenar, o cualquier solución adecuada para rellenar un espacio anular

Profundidad efectiva de anclaje: $h_{ef} = 125 \text{ mm}$, $h_{nom} = 143 \text{ mm}$

Material: A4

Homologación N°.: ETA-98/0001

Establecidos I Válidos: 06/11/2015 | -

Prueba: Método fib (07/2011)-basado en tests sobre ETAG

Fijación a distancia: $e_b = 0 \text{ mm}$ (enrasado); $t = 20 \text{ mm}$

Placa de anclaje: $l_x \times l_y \times t = 340 \text{ mm} \times 700 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$; (Espesor de placa recomendado: no calculado)

Perfil: IPB/HEB; $(L \times W \times T \times FT) = 500 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 15 \text{ mm} \times 28 \text{ mm}$

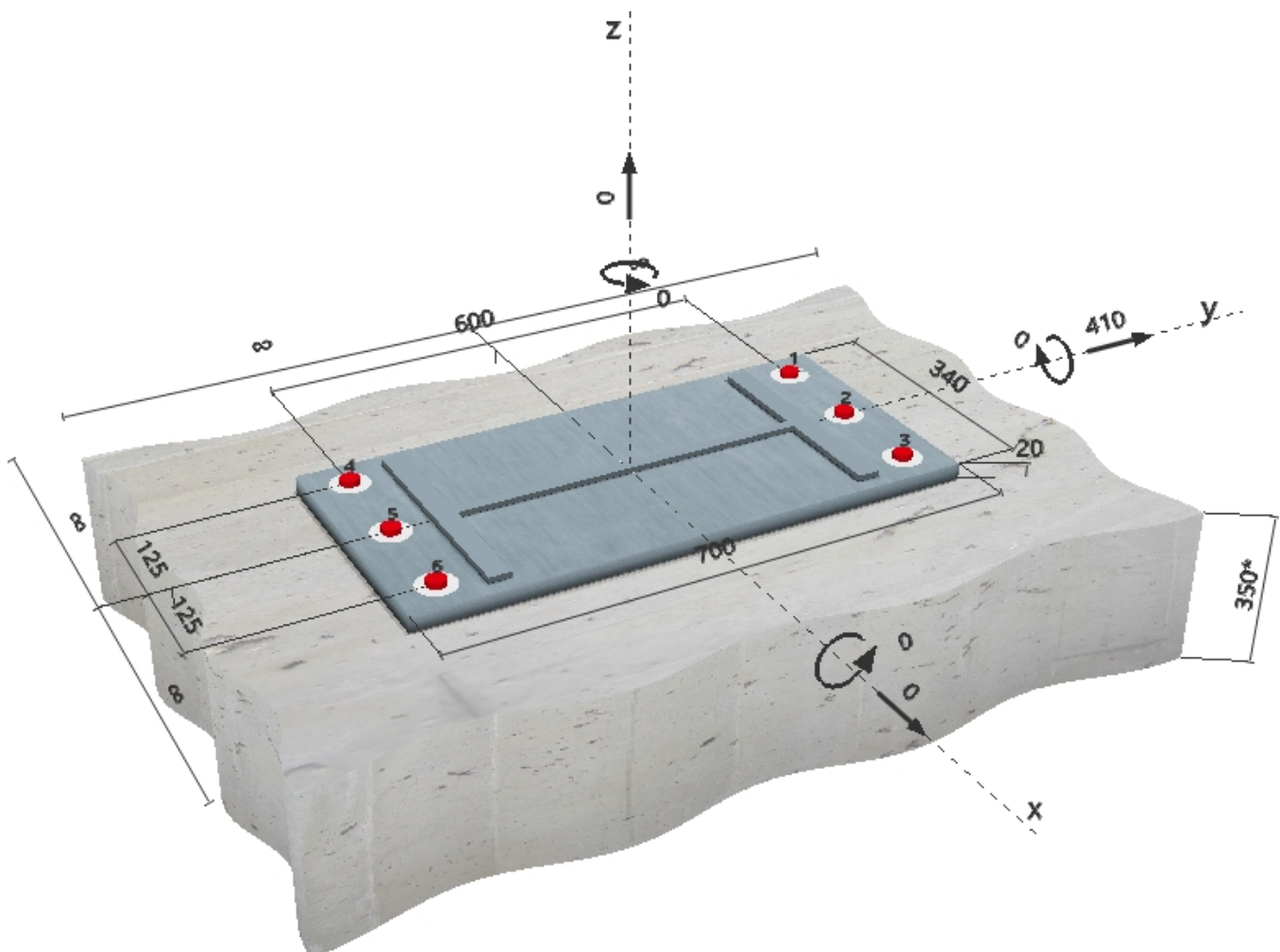
Material Base: no fisurado hormigón, C50/60, $f_c = 50.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 350 \text{ mm}$

Instalación: taladro hecho con martillo, Condición de instalación: seco

Armadura: sin armadura

con refuerzo longitudinal $d \geq 12 + \text{Malla cerrada (estribos, cercos)} s \leq$

Geometría [mm] & Carga [kN, kNm]



Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

2
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 21/10/2016

2 Caso de carga/Resultante de cargas

Caso de carga: Cargas de diseño

Reacciones en el anclaje [kN]

Carga a tracción: (+Tracción, -Compresión)

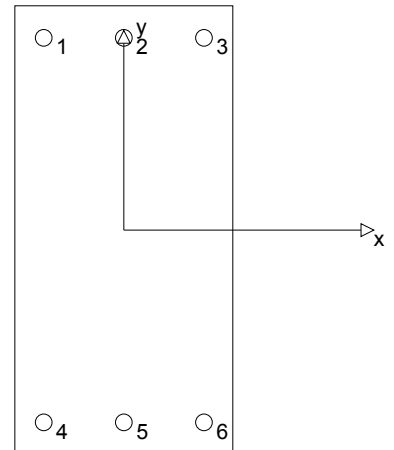
Anclaje	Carga a tracción	Carga a cortante	Cortante en x	Cortante en y
1	0.000	68.333	0.000	68.333
2	0.000	68.333	0.000	68.333
3	0.000	68.333	0.000	68.333
4	0.000	68.333	0.000	68.333
5	0.000	68.333	0.000	68.333
6	0.000	68.333	0.000	68.333

Máxima extensión del hormigón a compresión: - [%]

Máxima tensión del hormigón a compresión: - [N/mm²]

Tracción resultante en (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

Compresión resultante en (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]



3 Carga a tracción (fib (07/2011), sección 10.1)

	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_N [%]	Resultado
Fallo por Acero*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por extracción*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rotura por cono de hormigón**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por fisuración (Splitting)**	N/A	N/A	N/A	N/A

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes en tracción)

Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

3
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 21/10/2016

4 Cortante (fib (07/2011), sección 10.2)

	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_v [%]	Resultado
Fallo por Acero (sin brazo de palanca)*	68.333	88.462	78	OK
Fallo por Acero (con brazo de palanca)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por desconchamiento**	410.000	603.907	68	OK
Rotura de borde de hormigón en dirección **	N/A	N/A	N/A	N/A

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes relevantes)

4.1 Fallo por Acero (sin brazo de palanca)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
115.000	1.300	88.462	68.333

4.2 Fallo por desconchamiento

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$\psi_{A,N}$	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_4
468750	140625	3.333	188	375	2.500
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
108.703	1.500	603.907	410.000		

5 Desplazamientos (anclaje más solicitado)

Cargas de corto plazo:

N_{Sk}	=	0.000 [kN]	δ_N	=	0.000 [mm]
V_{Sk}	=	50.617 [kN]	δ_V	=	2.220 [mm]
			δ_{NV}	=	2.220 [mm]

Carga de largo plazo:

N_{Sk}	=	0.000 [kN]	δ_N	=	0.000 [mm]
V_{Sk}	=	50.617 [kN]	δ_V	=	3.286 [mm]
			δ_{NV}	=	3.286 [mm]

Comentarios: Desplazamientos a tracción son válidos con la mitad del par de apriete requerido no fisurado ¡Hormigón! Los desplazamientos son validos sin rozamiento entre el hormigón y la placa de anclaje! La holgura entre el taladro en el hormigón y en la placa no son considerados en este cálculo.

¡Los desplazamientos aceptables en los anclajes dependen del tipo de construcción de la fijación y deben ser definidos por el proyectista!

6 Avisos

- No se considera la redistribución de carga entre los aclajes debido a deformaciones elasticas de la placa. ¡Se asume que la placa es suficientemente rígida, para evitar que se deforme cuando se somete a cargas! ¡Los datos de entrada y resultados deben ser comprobados para verificar que se encuentran conformes con las condiciones existentes y que sean admisible!
- La lista de accesorios en este informe es sólo para información del usuario. En cualquier caso, las instrucciones para el uso, mostrados en el producto, deben ser seguidas para asegurar una correcta instalación.
- El diseño por el método fib (07/2011) asume que no hay espacio libre entre los anclajes y la placa de anclaje que está presente. Esto puede materializarse llenando el espacio con mortero de suficiente resistencia a la compresión (por ejemplo, mediante el uso del set HILTI set Sísmico /para llenar) o por otros medios adecuados
- La conformidad con las normas vigentes (e.g. EC3) es responsabilidad del usuario
- La verificación de tranferencia de cargas al material base es necesaria según fib (07/2011).

¡La fijación cumple los criterios de diseño!

Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

4
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 21/10/2016

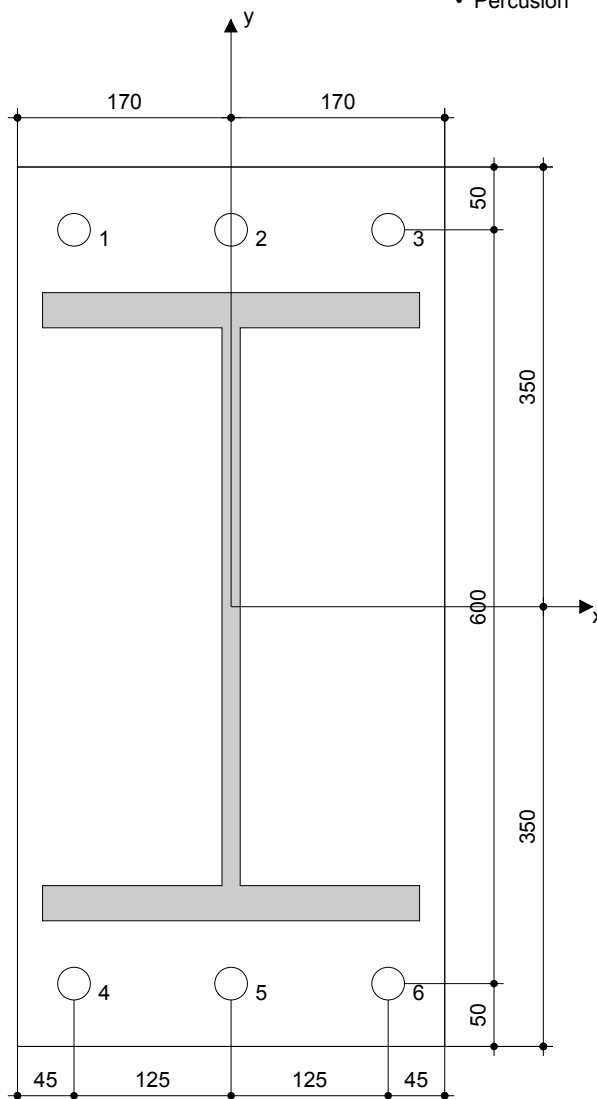
7 Datos de instalación

Placa de anclaje, acero: -
 Perfil: IPB/HEB; 500 x 300 x 15 x 28 mm
 Diámetro de taladro en chapa: $d_t = 26$ mm
 Espesor de placa (introducir): 20 mm
 Espesor de placa recomendado: no calculado
 Método de perforación: Martillo perforador
 Limpieza: Se requiere limpieza manual del taladro

Tipo y tamaño de anclaje: HST3-R M24 hef2
 Par de apriete de instalación: 0.240 kNm
 Diámetro de taladro en material base: 24 mm
 Profundidad de taladro (min/max): 153 mm
 Mínimo espesor del material base: 250 mm

7.1 Accesorios recomendados

Taladro	Limpieza	Instalación
<ul style="list-style-type: none"> • Rotopercusión • Tamaño adecuado de broca 	<ul style="list-style-type: none"> • Bombín de limpieza 	<ul style="list-style-type: none"> • Set Sismico/para llenar • Llave dinamométrica • Percusión



Coordenadas del anclaje [mm]

Anclaje	x	y	C _{-x}	C _{+x}	C _{-y}	C _{+y}
1	-125	300	-	-	-	-
2	0	300	-	-	-	-
3	125	300	-	-	-	-

Anclaje	x	y	C _{-x}	C _{+x}	C _{-y}	C _{+y}
4	-125	-300	-	-	-	-
5	0	-300	-	-	-	-
6	125	-300	-	-	-	-

Empresa:
Proyectista:
Dirección:
Teléfono I Fax: |
E-mail:






Página:
Proyecto:
Sub Proyecto I Pos. No.:
Fecha:

5
BIBLITECA PÚBLICA
MUROS DE HA/HP
21/10/2016

8 Observaciones;comentarios

- Toda la información y todos los datos contenidos en el software sólo se refieren a la utilización de los productos Hilti y están fundados en principios, fórmulas y normativas de seguridad conformes a las consignas técnicas de Hilti y en instrucciones de operación, montaje, ensamblaje, etc., que el usuario debe seguir exhaustivamente. Todas las cifras que en ellos constan son medias; por lo tanto, se deben realizar pruebas específicas de utilización antes de la utilización del producto Hilti aplicable. Los resultados de los cálculos ejecutados mediante el software reposan básicamente en los datos que usted introduce en el mismo. Por lo tanto, es usted el único responsable de la inexistencia de errores, de la exhaustividad y la pertinencia de los datos introducidos por usted mismo. Asimismo, es usted el único responsable de la verificación de los resultados del cálculo y de la validación de los mismos por un experto, en especial en lo referente al cumplimiento de las normas y permisos aplicables previamente a su utilización, en particular para su aplicación. El software sólo sirve de ayuda para la interpretación de las normas y permisos sin ninguna garantía con respecto a la ausencia de errores, la exactitud y la pertinencia de los resultados o su adaptación a una determinada aplicación.
- Debe usted tomar todas las medidas necesarias y razonables para impedir o limitar los daños causados por el software. En especial, debe usted tomar sus disposiciones para efectuar regularmente una salvaguarda de los programas y de los datos y, de ser aplicable, ejecutar las actualizaciones regularmente facilitadas por Hilti. Si no utiliza la función AutoUpdate del software, debe usted comprobar que en cada caso usted utiliza la versión actual y puesta al día del software, ejecutando actualizaciones manuales a través del Sitio Web Hilti. Hilti no será considerada como responsable por cualquier consecuencia, tal y como la necesidad de recuperar necesidades o programas perdidos o dañados, que se deriven de un incumplimiento, por su parte, de sus obligaciones.

HST3 (-R) sujeto a:

Tamaño de anclaje	M8	M10	M12	M16	M20	M24
Martillo de perforación* 	TE2(-A) – TE30(-A)				TE40 – TE70	
Perforación de diamante* 	DD-30W, DD-EC1					
Herramienta de ajuste* 	Herramienta de ajuste HS-SC				-	
Perforación broca hueca* 	-		TE-CD, TE-YD			
Set sísmico/Set de relleno** 	Set Sismico/Relleno M8-M20 (Carbono y acero inoxidable A4)					-

***Métodos de instalación incluidos en ETA-98/0001**

****Set dinámico necesario para rellenar el espacio entre el anclaje y la placa**
 No espacio anular, resistencia de cálculo doble (espacio=1)

Empresa:
Proyectista:
Dirección:
Teléfono I Fax: |
E-mail:

Página:
Proyecto:
Sub Proyecto I Pos. No.:
Fecha:

1
BIBLITECA PÚBLICA
MUROS DE HA/HP
21/10/2016

Comentarios del proyectista :

1 Insertar datos

Tipo y tamaño de anclaje: HST3 M20 hef2

Espacio relleno con el Set dinámico M de Hilti 20 mm

Profundidad efectiva de anclaje: $h_{ef} = 101 \text{ mm}$, $h_{nom} = 116 \text{ mm}$

Material:

Homologación N°.: ETA-98/0001

Establecidos I Válidos: 06/11/2015 | -

Prueba: método de cálculo ETAG (N° 001 Anejo C(2010)) + Sismo (EOTA TR 045)

Categoría de comportamiento sísmico: C2

Tipo de ensayo sísmico: 5.3 a2) Diseño elástico

Porcentaje de carga sísmica $\leq 20\%$: no

Desplazamientos DLS requeridos: Carga a tracción $\delta_{N,req(DLS)} = 6.90 \text{ mm}$, Cortante $\delta_{V,req(DLS)} = 5.20 \text{ mm}$

Fijación a distancia: $e_b = 0 \text{ mm}$ (enrasado); $t = 20 \text{ mm}$

Placa de anclaje: $I_x \times I_y \times t = 340 \text{ mm} \times 700 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$; (Espesor de placa recomendado: no calculado)

Perfil: IPB/HEB; (L x W x T x FT) = 500 mm x 300 mm x 15 mm x 28 mm

Material Base: no fisurado hormigón, C50/60, $f_{cc} = 60.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 350 \text{ mm}$

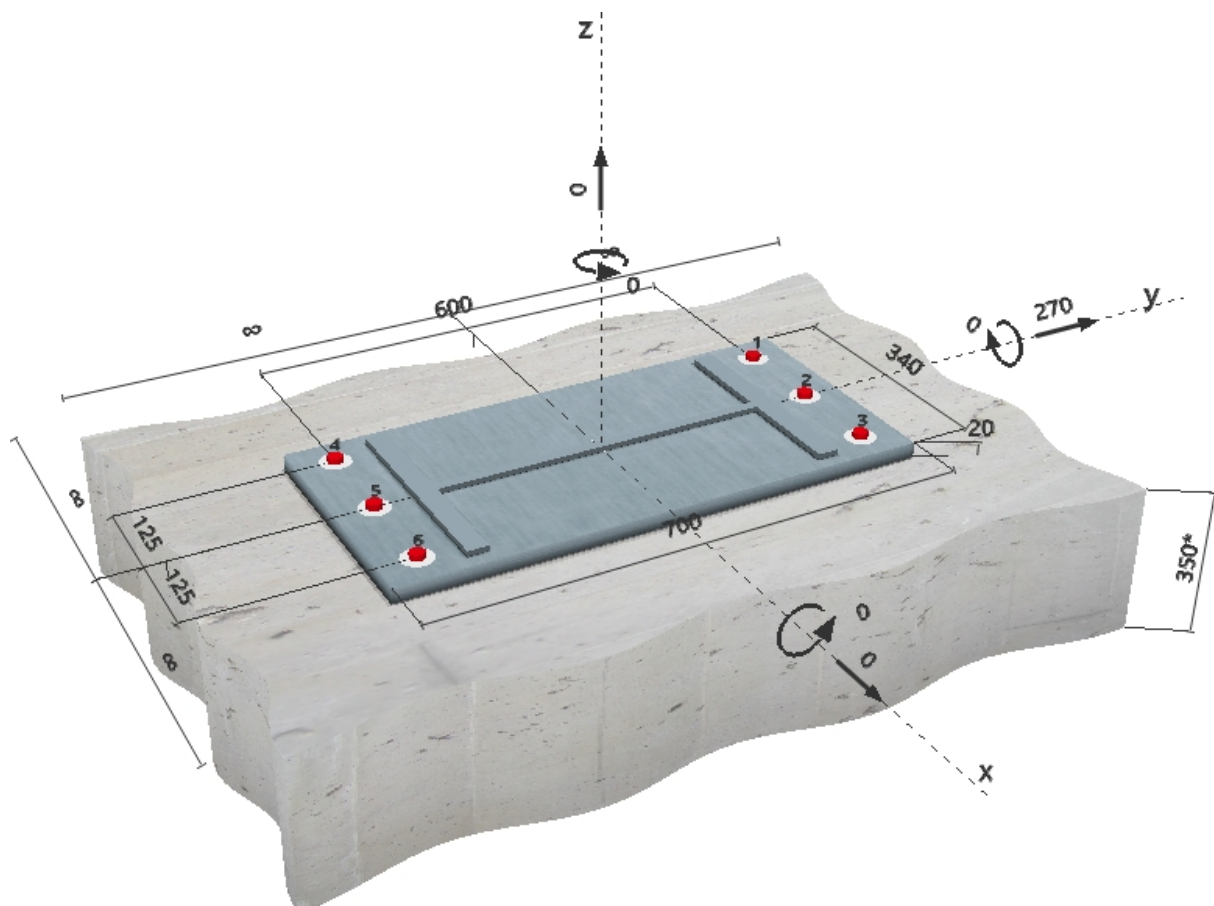
Instalación: taladro hecho con martillo, Condición de instalación: seco

Armadura: sin armadura

con refuerzo longitudinal $d \geq 12 + \text{Malla cerrada (estribos, cercos)} s \leq$



Geometría [mm] & Carga [kN, kNm]



Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

2
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 21/10/2016

2 Caso de carga/Resultante de cargas

Caso de carga: Cargas de diseño

Reacciones en el anclaje [kN]

Carga a tracción: (+Tracción, -Compresión)

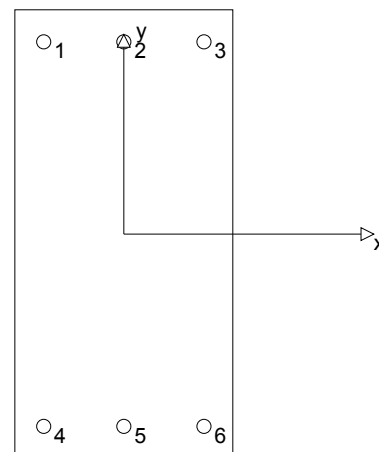
Anclaje	Carga a tracción	Carga a cortante	Cortante en x	Cortante en y
1	0.000	45.000	0.000	45.000
2	0.000	45.000	0.000	45.000
3	0.000	45.000	0.000	45.000
4	0.000	45.000	0.000	45.000
5	0.000	45.000	0.000	45.000
6	0.000	45.000	0.000	45.000

Máxima extensión del hormigón a compresión: - [%]

Máxima tensión del hormigón a compresión: - [N/mm²]

Tracción resultante en (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

Compresión resultante en (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]



3 Carga a tracción (ETAG, Anejo C, Sección 5.2.2, EOTA TR 045, Sección 5.6)

	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_N [%]	Resultado
Fallo por Acero*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por extracción*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rotura por cono de hormigón**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por fisuración (Splitting)**	N/A	N/A	N/A	N/A

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes en tracción)

Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax:
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

3
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 21/10/2016

4 Cortante (ETAG, Anejo C, Sección 5.2.3, EOTA TR 045, Sección 5.6)

	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_v [%]	Resultado
Fallo por Acero (sin brazo de palanca)*	45.000	45.492	99	OK
Fallo por Acero (con brazo de palanca)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por desconchamiento**	270.000	463.779	59	OK
Rotura de borde de hormigón en dirección **	N/A	N/A	N/A	N/A

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes relevantes)

4.1 Fallo por Acero (sin brazo de palanca)

$V_{Rk,s,seis}^0$ [kN]	α_{gap}	α_{seis}	$V_{Rk,s,seis}$ [kN]		
66.900	1.000	0.850	56.865		
$\gamma_{M,s,seis}$	$V_{Rd,s,seis}$ [kN]	$V_{Sd,seis}$ [kN]	$\delta_{V,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{V,seis(DLS)}$ [mm]	$V_{Rd,s,seis, reduced}$ [kN]
1.250	45.492	45.000	5.20	5.20	45.492

4.2 Fallo por desconchamiento

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	
335118	91809	152	303	3.200	
$e_{c1,v}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,v}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	α_{gap}	α_{seis}	$V_{Rk,cp,seis}^0$ [kN]	$V_{Rk,cp,seis}$ [kN]	
79.411	1.000	0.750	927.559	695.669	
$\gamma_{M,c,p,seis}$	$V_{Rd,cp,seis}$ [kN]	$V_{Sd,seis}$ [kN]	$\delta_{V,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{V,seis(DLS)}$ [mm]	$V_{Rd,cp,seis, reduced}$ [kN]
1.500	463.779	270.000	5.20	5.20	463.779

5 Avisos

- No se considera la redistribución de carga entre los anclajes debido a deformaciones elásticas de la placa. ¡Se asume que la placa es suficientemente rígida, para evitar que se deforme cuando se somete a cargas! ¡Los datos de entrada y resultados deben ser comprobados para verificar que se encuentran conformes con las condiciones existentes y que sean admisibles!
- ¡Compruebe la regulación nacional para seleccionar la categoría de comportamiento sísmico adecuada!
- La verificación de la transferencia de cargas al material base debe ser verificada de acuerdo con ETAG(2010) Anexo C. (2010) Sección 7! El programa considera que el mortero se instala bajo la placa de anclaje sin formar burbujas de aire y antes de la aplicación de las cargas.
- El diseño es válido sólo en los casos en que el espacio libre de la perforación no sea mayor al dado en la tabla 4.1. de la ETAG 001, Anexo C. Para mayores diámetros, de espacio libre de perforación, ver el capítulo 1.1. de la ETAG 001, Anexo C.
- El diseño por el método ETAG (taladros rellenos) asume que no hay espacio libre entre los anclajes y la placa de anclaje que está presente. Esto materializarse llenando el espacio con mortero de suficiente resistencia a la compresión (por ejemplo, mediante el uso del HILTI set Sísmico /para llenar) o por otros medios adecuados
- La resistencia del anclaje considerada para este diseño es válida SOLO si se instala el set dinámico en obra según IFU cuando se selecciona arandela sísmica.
- La lista de accesorios en este informe es sólo para información del usuario. En cualquier caso, las instrucciones para el uso, mostrados en el producto, deben ser seguidas para asegurar una correcta instalación.

¡La fijación cumple los criterios de diseño!

Empresa:
Proyectista:
Dirección:
Teléfono I Fax: |
E-mail:






Página:
Proyecto:
Sub Proyecto I Pos. No.:
Fecha:

5
BIBLITECA PÚBLICA
MUROS DE HA/HP
21/10/2016

7 Observaciones;comentarios

- Toda la información y todos los datos contenidos en el software sólo se refieren a la utilización de los productos Hilti y están fundados en principios, fórmulas y normativas de seguridad conformes a las consignas técnicas de Hilti y en instrucciones de operación, montaje, ensamblaje, etc., que el usuario debe seguir exhaustivamente. Todas las cifras que en ellos constan son medias; por lo tanto, se deben realizar pruebas específicas de utilización antes de la utilización del producto Hilti aplicable. Los resultados de los cálculos ejecutados mediante el software reposan básicamente en los datos que usted introduce en el mismo. Por lo tanto, es usted el único responsable de la inexistencia de errores, de la exhaustividad y la pertinencia de los datos introducidos por usted mismo. Asimismo, es usted el único responsable de la verificación de los resultados del cálculo y de la validación de los mismos por un experto, en especial en lo referente al cumplimiento de las normas y permisos aplicables previamente a su utilización, en particular para su aplicación. El software sólo sirve de ayuda para la interpretación de las normas y permisos sin ninguna garantía con respecto a la ausencia de errores, la exactitud y la pertinencia de los resultados o su adaptación a una determinada aplicación.
- Debe usted tomar todas las medidas necesarias y razonables para impedir o limitar los daños causados por el software. En especial, debe usted tomar sus disposiciones para efectuar regularmente una salvaguarda de los programas y de los datos y, de ser aplicable, ejecutar las actualizaciones regularmente facilitadas por Hilti. Si no utiliza la función AutoUpdate del software, debe usted comprobar que en cada caso usted utiliza la versión actual y puesta al día del software, ejecutando actualizaciones manuales a través del Sitio Web Hilti. Hilti no será considerada como responsable por cualquier consecuencia, tal y como la necesidad de recuperar necesidades o programas perdidos o dañados, que se deriven de un incumplimiento, por su parte, de sus obligaciones.

HST3 (-R) sujeto a:

Tamaño de anclaje	M8	M10	M12	M16	M20	M24
Martillo de perforación* 	TE2(-A) – TE30(-A)				TE40 – TE70	
Perforación de diamante* 	DD-30W, DD-EC1					
Herramienta de ajuste* 	Herramienta de ajuste HS-SC				-	
Perforación broca hueca* 	-		TE-CD, TE-YD			
Set sísmico/Set de relleno** 	Set Sismico/Relleno M8-M20 (Carbono y acero inoxidable A4)					-

***Métodos de instalación incluidos en ETA-98/0001**

****Set dinámico necesario para rellenar el espacio entre el anclaje y la placa**
 No espacio anular, resistencia de cálculo doble (espacio=1)

Empresa:
Proyectista:
Dirección:
Teléfono I Fax: |
E-mail:

Página:
Proyecto:
Sub Proyecto I Pos. No.:
Fecha:

1
BIBLIOTECA PÚBLICA
MUROS DE HA/HP
21/10/2016

Comentarios del proyectista :

1 Insertar datos

Tipo y tamaño de anclaje: HST3 M20 hef2



Set dinámico/para llenar, o cualquier solución adecuada para rellenar un espacio anular

Profundidad efectiva de anclaje: $h_{ef} = 101 \text{ mm}$, $h_{nom} = 116 \text{ mm}$

Material:

Homologación N°: ETA-98/0001

Establecidos I Válidos: 06/11/2015 | -

Prueba: Criterio ingenieril SOFA - después de ensayos según ETAG

Fijación a distancia: $e_b = 0 \text{ mm}$ (enrasado); $t = 20 \text{ mm}$

Placa de anclaje: $I_x \times I_y \times t = 340 \text{ mm} \times 500 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$; (Espesor de placa recomendado: no calculado)

Perfil: IPB/HEB; $(L \times W \times T \times FT) = 500 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 15 \text{ mm} \times 28 \text{ mm}$

Material Base: no fisurado hormigón, C50/60, $f_c = 60.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 350 \text{ mm}$

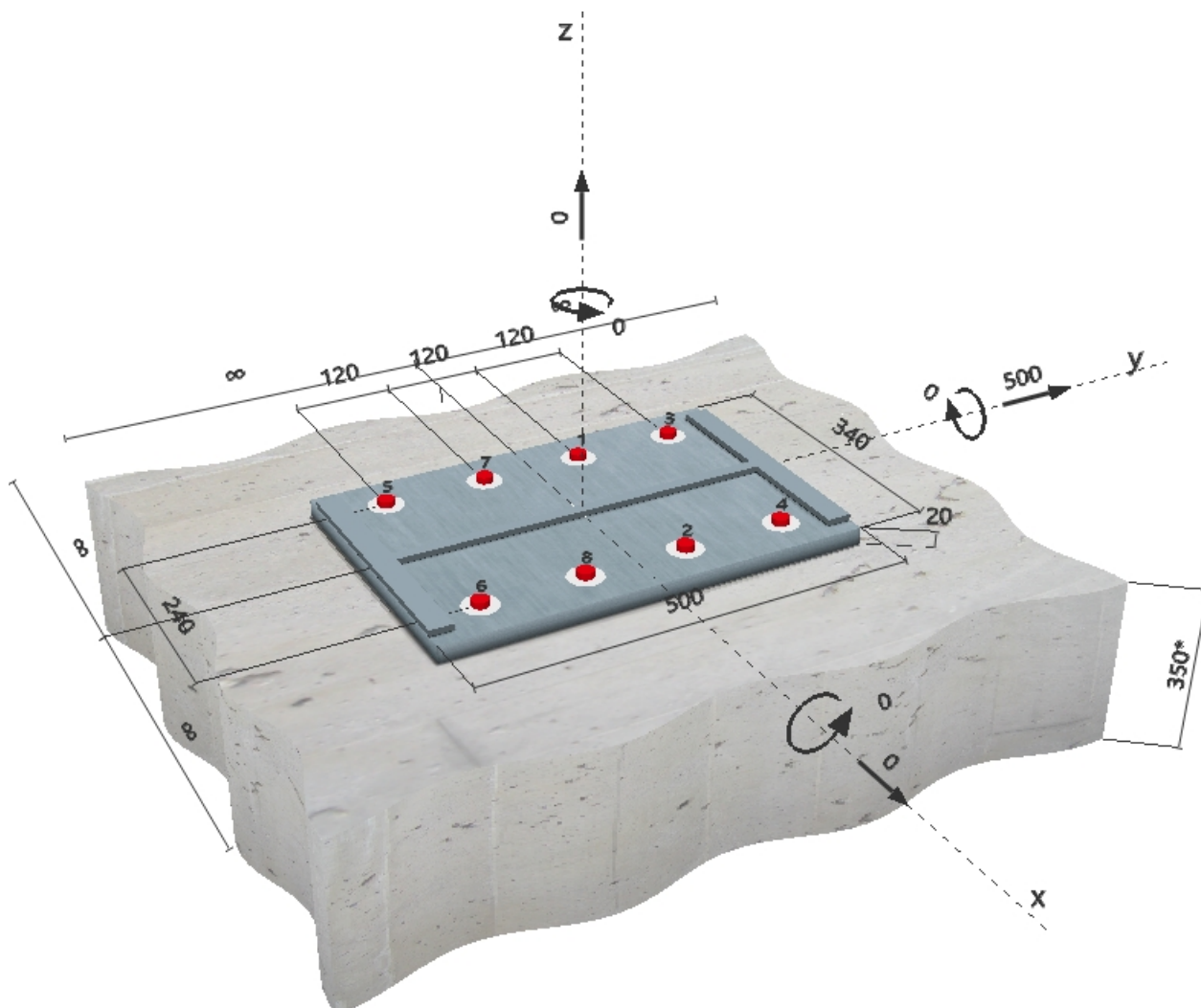
Instalación: taladro hecho con martillo, Condición de instalación: seco

Armadura:

sin armadura

con refuerzo longitudinal $d \geq 12$ + Malla cerrada (estribos, cercos) $s \leq$

Geometría [mm] & Carga [kN, kNm]



Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

2
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 21/10/2016

2 Caso de carga/Resultante de cargas

Caso de carga: Cargas de diseño

Reacciones en el anclaje [kN]

Carga a tracción: (+Tracción, -Compresión)

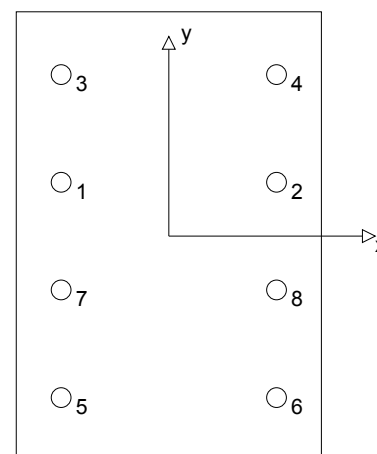
Anclaje	Carga a tracción	Carga a cortante	Cortante en x	Cortante en y
1	0.000	62.500	0.000	62.500
2	0.000	62.500	0.000	62.500
3	0.000	62.500	0.000	62.500
4	0.000	62.500	0.000	62.500
5	0.000	62.500	0.000	62.500
6	0.000	62.500	0.000	62.500
7	0.000	62.500	0.000	62.500
8	0.000	62.500	0.000	62.500

Máxima extensión del hormigón a compresión: - [%]

Máxima tensión del hormigón a compresión: - [N/mm²]

Tracción resultante en (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

Compresión resultante en (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]



3 Carga a tracción (ETAG, Anejo C, Sección 5.2.2)

	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_N [%]	Resultado
Fallo por Acero*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por extracción*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rotura por cono de hormigón**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por fisuración (Splitting)**	N/A	N/A	N/A	N/A

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes en tracción)

Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página: 3
 Proyecto: BIBLIOTECA PÚBLICA
 Sub Proyecto I Pos. No.: MUROS DE HA/HP
 Fecha: 21/10/2016

4 Cortante (ETAG, Anejo C, Sección 5.2.3)

	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_v [%]	Resultado
Fallo por Acero (sin brazo de palanca)*	62.500	67.120	94	OK
Fallo por Acero (con brazo de palanca)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por desconchamiento**	500.000	664.302	76	OK
Rotura de borde de hormigón en dirección **	N/A	N/A	N/A	N/A

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes relevantes)

4.1 Fallo por Acero (sin brazo de palanca)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
83.900	1.250	67.120	62.500

4.2 Fallo por desconchamiento

A _{c,N} [mm ²]	A _{c,N} ⁰ [mm ²]	c _{cr,N} [mm]	s _{cr,N} [mm]	k-factor	
360009	91809	152	303	3.200	
e _{c1,V} [mm]	ψ _{ec1,N}	e _{c2,V} [mm]	ψ _{ec2,N}	ψ _{s,N}	ψ _{re,N}
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000
N _{Rk,c} ⁰ [kN]	γ _{M,c,p}	V _{Rd,cp} [kN]	V _{Sd} [kN]		
79.411	1.500	664.302	500.000		

5 Desplazamientos (anclaje más solicitado)

Cargas de corto plazo:

N_{Sk}	=	0.000 [kN]	δ_N	=	0.000 [mm]
V_{Sk}	=	46.296 [kN]	δ_v	=	2.610 [mm]
			δ_{NV}	=	2.610 [mm]

Carga de largo plazo:

N_{Sk}	=	0.000 [kN]	δ_N	=	0.000 [mm]
V_{Sk}	=	46.296 [kN]	δ_v	=	3.963 [mm]
			δ_{NV}	=	3.963 [mm]

Comentarios: Desplazamientos a tracción son válidos con la mitad del par de apriete requerido no fisurado ¡Hormigón! Los desplazamientos son validos sin rozamiento entre el hormigón y la placa de anclaje! La holgura entre el taladro en el hormigón y en la placa no son considerados en este cálculo.

¡Los desplazamientos aceptables en los anclajes dependen del tipo de construcción de la fijación y deben ser definidos por el proyectista!

6 Avisos

- No se considera la redistribución de carga entre los aclajes debido a deformaciones elasticas de la placa. ¡Se asume que la placa es suficientemente rígida, para evitar que se deforme cuando se somete a cargas! ¡Los datos de entrada y resultados deben ser comprobados para verificar que se encuentran conformes con las condiciones existentes y que sean admisible!
- La verificación de la transferencia de cargas al material base debe ser verificada de acuerdo con ETAG(2010) Anexo C (2010) Sección 7! El programa considera que el mortero se instala bajo la placa de anclaje sin formar burbujas de aire y antes de la aplicación de las cargas.
- El diseño es válido sólo en los casos en que el espacio libre de la perforación no sea mayor al dado en la tabla 4.1. de la ETAG 001, Anexo C. Para mayores diámetros, de espacio libre de perforación, ver el capítulo 1.1. de la ETAG 001, Anexo C.
- La lista de accesorios en este informe es sólo para información del usuario. En cualquier caso, las instrucciones para el uso, mostrados en el producto, deben ser seguidas para asegurar una correcta instalación.
- El diseño por el método SOFA asume que no hay espacio libre entre los anclajes y la placa de anclaje que está presente. Esto puede materializarse rellenando el espacio con mortero de suficiente resistencia a la compresión (por ejemplo, mediante el uso del set HILTI set Sísmico /para llenar) o por otros medios adecuados
- La conformidad con las normas vigentes (e.g. EC3) es responsabilidad del usuario
- La verificación a los ELS no es ejecutada para el método SOFA; esta verificación debe ser llevada a cabo por el usuario!



www.hilti.es

Profis Anchor 2.7.1

Empresa:
Proyectista:
Dirección:
Teléfono I Fax: |
E-mail:

Página:
Proyecto:
Sub Proyecto I Pos. No.:
Fecha:

4
BIBLIOTECA PÚBLICA
MUROS DE HA/HP
21/10/2016

¡La fijación cumple los criterios de diseño!

Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

5
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 21/10/2016

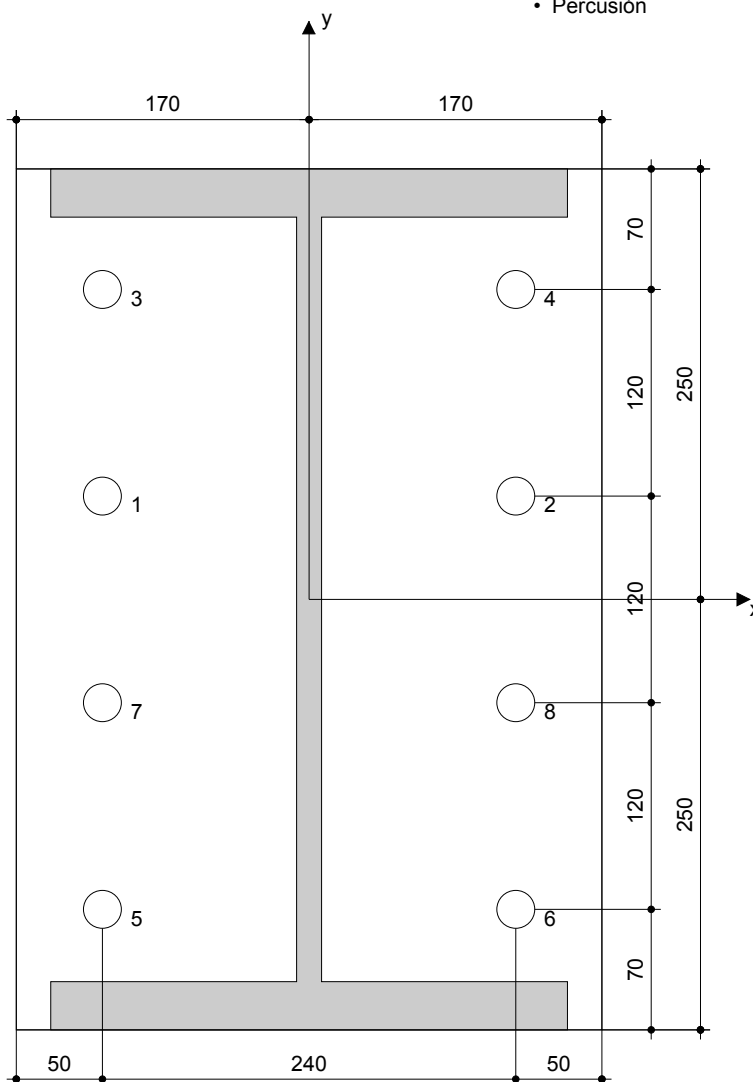
7 Datos de instalación

Placa de anclaje, acero: -
 Perfil: IPB/HEB; 500 x 300 x 15 x 28 mm
 Diámetro de taladro en chapa: $d_t = 22$ mm
 Espesor de placa (introducir): 20 mm
 Espesor de placa recomendado: no calculado
 Método de perforación: Martillo perforador
 Limpieza: Se requiere limpieza manual del taladro

Tipo y tamaño de anclaje: HST3 M20 hef2
 Par de apriete de instalación: 0.180 kNm
 Diámetro de taladro en material base: 20 mm
 Profundidad de taladro (min/max): 126 mm
 Mínimo espesor del material base: 200 mm

7.1 Accesorios recomendados

Taladro	Limpieza	Instalación
<ul style="list-style-type: none"> • Rotopercusión • Tamaño adecuado de broca 	<ul style="list-style-type: none"> • Bombín de limpieza 	<ul style="list-style-type: none"> • Set Sísmico/para llenar • Llave dinamométrica • Percusión



Coordenadas del anclaje [mm]

Anclaje	x	y	C _{-x}	C _{+x}	C _{-y}	C _{+y}	Anclaje	x	y	C _{-x}	C _{+x}	C _{-y}	C _{+y}
1	-120	60	-	-	-	-	5	-120	-180	-	-	-	-
2	120	60	-	-	-	-	6	120	-180	-	-	-	-
3	-120	180	-	-	-	-	7	-120	-60	-	-	-	-
4	120	180	-	-	-	-	8	120	-60	-	-	-	-

Empresa:
Proyectista:
Dirección:
Teléfono I Fax: |
E-mail:






Página:
Proyecto:
Sub Proyecto I Pos. No.:
Fecha:

6
BIBLITECA PÚBLICA
MUROS DE HA/HP
21/10/2016

8 Observaciones;comentarios

- Toda la información y todos los datos contenidos en el software sólo se refieren a la utilización de los productos Hilti y están fundados en principios, fórmulas y normativas de seguridad conformes a las consignas técnicas de Hilti y en instrucciones de operación, montaje, ensamblaje, etc., que el usuario debe seguir exhaustivamente. Todas las cifras que en ellos constan son medias; por lo tanto, se deben realizar pruebas específicas de utilización antes de la utilización del producto Hilti aplicable. Los resultados de los cálculos ejecutados mediante el software reposan básicamente en los datos que usted introduce en el mismo. Por lo tanto, es usted el único responsable de la inexistencia de errores, de la exhaustividad y la pertinencia de los datos introducidos por usted mismo. Asimismo, es usted el único responsable de la verificación de los resultados del cálculo y de la validación de los mismos por un experto, en especial en lo referente al cumplimiento de las normas y permisos aplicables previamente a su utilización, en particular para su aplicación. El software sólo sirve de ayuda para la interpretación de las normas y permisos sin ninguna garantía con respecto a la ausencia de errores, la exactitud y la pertinencia de los resultados o su adaptación a una determinada aplicación.
- Debe usted tomar todas las medidas necesarias y razonables para impedir o limitar los daños causados por el software. En especial, debe usted tomar sus disposiciones para efectuar regularmente una salvaguarda de los programas y de los datos y, de ser aplicable, ejecutar las actualizaciones regularmente facilitadas por Hilti. Si no utiliza la función AutoUpdate del software, debe usted comprobar que en cada caso usted utiliza la versión actual y puesta al día del software, ejecutando actualizaciones manuales a través del Sitio Web Hilti. Hilti no será considerada como responsable por cualquier consecuencia, tal y como la necesidad de recuperar necesidades o programas perdidos o dañados, que se deriven de un incumplimiento, por su parte, de sus obligaciones.

HST3 (-R) sujeto a:

Tamaño de anclaje	M8	M10	M12	M16	M20	M24
Martillo de perforación* 	TE2(-A) – TE30(-A)				TE40 – TE70	
Perforación de diamante* 	DD-30W, DD-EC1					
Herramienta de ajuste* 	Herramienta de ajuste HS-SC				-	
Perforación broca hueca* 	-		TE-CD, TE-YD			
Set sísmico/Set de relleno** 	Set Sismico/Relleno M8-M20 (Carbono y acero inoxidable A4)					-

***Métodos de instalación incluidos en ETA-98/0001**

****Set dinámico necesario para rellenar el espacio entre el anclaje y la placa**
 No espacio anular, resistencia de cálculo doble (espacio=1)

Empresa:
Proyectista:
Dirección:
Teléfono I Fax:
E-mail:

Página:
Proyecto:
Sub Proyecto I Pos. No.:
Fecha:

1
BIBLITECA PÚBLICA
MUROS DE HA/HP
21/10/2016

Comentarios del proyectista :

1 Insertar datos

Tipo y tamaño de anclaje: HST3 M20 hef2

Espacio relleno con el Set dinámico M de Hilti 20 mm

Profundidad efectiva de anclaje: $h_{ef} = 101 \text{ mm}$, $h_{nom} = 116 \text{ mm}$

Material:

Homologación N°.: ETA-98/0001

Establecidos I Válidos: 06/11/2015 | -

Prueba: método de cálculo Criterio ingenieril SOFA Seismic-basado en ETAG (No.001 Anejo C/2010) + Sismo (EOTA TR 045)

Categoría de comportamiento sísmico: C2

Tipo de ensayo sísmico: 5.3 a2) Diseño elástico

Porcentaje de carga sísmica $\leq 20\%$: no

Desplazamientos DLS requeridos: Carga a tracción $\delta_{N,req(DLS)} = 6.90 \text{ mm}$, Cortante $\delta_{V,req(DLS)} = 5.20 \text{ mm}$

Fijación a distancia: $e_b = 0 \text{ mm}$ (enrasado); $t = 20 \text{ mm}$

Placa de anclaje: $l_x \times l_y \times t = 340 \text{ mm} \times 500 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$; (Espesor de placa recomendado: no calculado)

Perfil: IPB/HEB; $(L \times W \times T \times FT) = 500 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 15 \text{ mm} \times 28 \text{ mm}$

Material Base: fisurado hormigón, C50/60, $f_{cc} = 60.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 350 \text{ mm}$

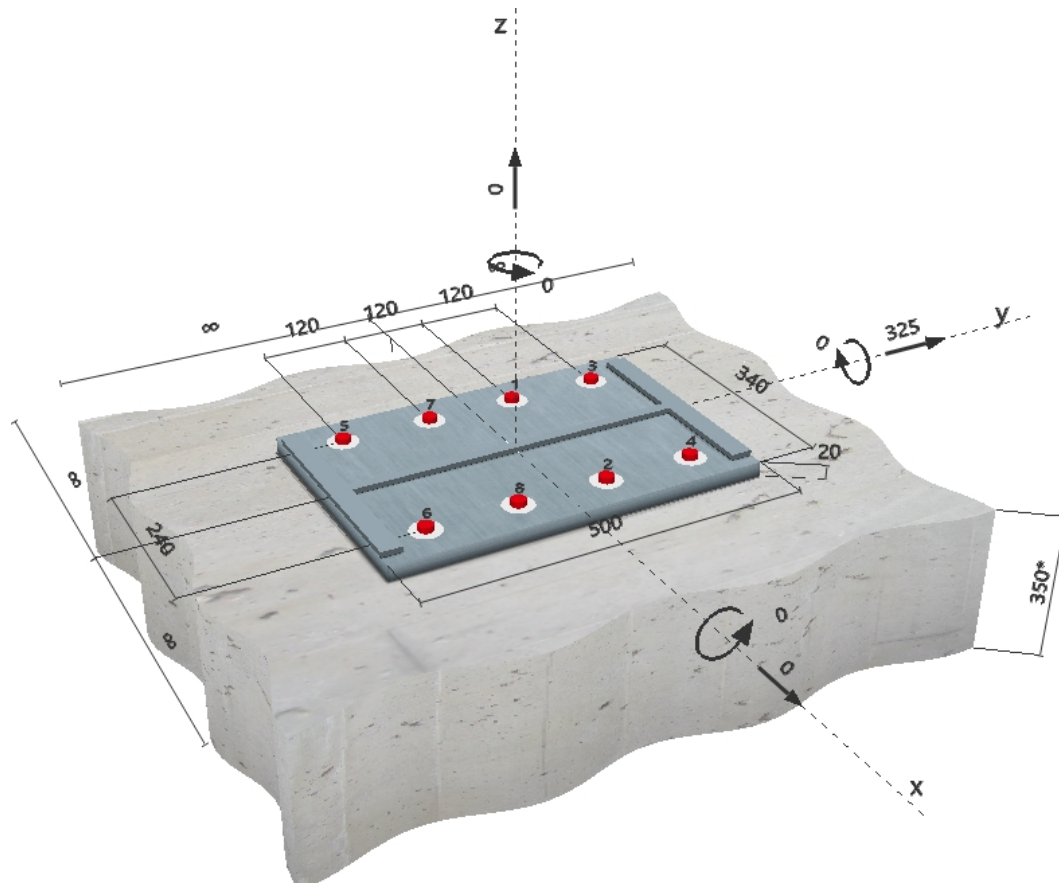
Instalación: taladro hecho con martillo, Condición de instalación: seco

Armadura: sin armadura

con refuerzo longitudinal $d \geq 12$ + Malla cerrada (estribos, cercos) $s \leq$



Geometría [mm] & Carga [kN, kNm]



Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

2
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 21/10/2016

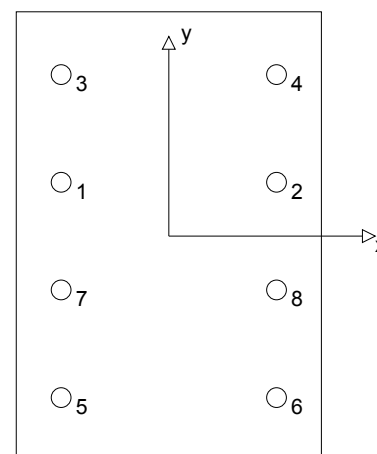
2 Caso de carga/Resultante de cargas

Caso de carga: Cargas de diseño

Reacciones en el anclaje [kN]

Carga a tracción: (+Tracción, -Compresión)

Anclaje	Carga a tracción	Carga a cortante	Cortante en x	Cortante en y
1	0.000	40.625	0.000	40.625
2	0.000	40.625	0.000	40.625
3	0.000	40.625	0.000	40.625
4	0.000	40.625	0.000	40.625
5	0.000	40.625	0.000	40.625
6	0.000	40.625	0.000	40.625
7	0.000	40.625	0.000	40.625
8	0.000	40.625	0.000	40.625



Máxima extensión del hormigón a compresión: - [%]

Máxima tensión del hormigón a compresión: - [N/mm²]

Tracción resultante en (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

Compresión resultante en (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

3 Carga a tracción (ETAG, Anejo C, Sección 5.2.2, EOTA TR 045, Sección 5.6)

	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_N [%]	Resultado
Fallo por Acero*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por extracción*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rotura por cono de hormigón**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por fisuración (Splitting)**	N/A	N/A	N/A	N/A

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes en tracción)

Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

3
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 21/10/2016

4 Cortante (ETAG, Anejo C, Sección 5.2.3, EOTA TR 045, Sección 5.6)

	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_v [%]	Resultado
Fallo por Acero (sin brazo de palanca)*	40.625	45.492	90	OK
Fallo por Acero (con brazo de palanca)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por desconchamiento**	325.000	355.172	92	OK
Rotura de borde de hormigón en dirección **	N/A	N/A	N/A	N/A

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes relevantes)

4.1 Fallo por Acero (sin brazo de palanca)

$V_{Rk,s,seis}^0$ [kN]	α_{gap}	α_{seis}	$V_{Rk,s,seis}$ [kN]		
66.900	1.000	0.850	56.865		
$\gamma_{M,s,seis}$	$V_{Rd,s,seis}$ [kN]	$V_{Sd,seis}$ [kN]	$\delta_{V,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{V,seis(DLS)}$ [mm]	$V_{Rd,s,seis, reduced}$ [kN]
1.250	45.492	40.625	5.20	5.20	45.492

4.2 Fallo por desconchamiento

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	
360009	91809	152	303	3.200	
$e_{c1,v}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,v}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	α_{gap}	α_{seis}	$V_{Rk,cp,seis}^0$ [kN]	$V_{Rk,cp,seis}$ [kN]	
56.610	1.000	0.750	710.343	532.757	
$\gamma_{M,c,p,seis}$	$V_{Rd,cp,seis}$ [kN]	$V_{Sd,seis}$ [kN]	$\delta_{V,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{V,seis(DLS)}$ [mm]	$V_{Rd,cp,seis, reduced}$ [kN]
1.500	355.172	325.000	5.20	5.20	355.172

5 Avisos

- No se considera la redistribución de carga entre los anclajes debido a deformaciones elásticas de la placa. ¡Se asume que la placa es suficientemente rígida, para evitar que se deforme cuando se somete a cargas! ¡Los datos de entrada y resultados deben ser comprobados para verificar que se encuentran conformes con las condiciones existentes y que sean admisibles!
- ¡Compruebe la regulación nacional para seleccionar la categoría de comportamiento sísmico adecuada!
- La verificación de la transferencia de cargas al material base debe ser verificada de acuerdo con ETAG(2010) Anexo C. (2010) Sección 7! El programa considera que el mortero se instala bajo la placa de anclaje sin formar burbujas de aire y antes de la aplicación de las cargas.
- El diseño es válido sólo en los casos en que el espacio libre de la perforación no sea mayor al dado en la tabla 4.1. de la ETAG 001, Anexo C. Para mayores diámetros, de espacio libre de perforación, ver el capítulo 1.1. de la ETAG 001, Anexo C.
- El diseño por el método ETAG (taladros rellenos) asume que no hay espacio libre entre los anclajes y la placa de anclaje que está presente. Esto materializarse llenando el espacio con mortero de suficiente resistencia a la compresión (por ejemplo, mediante el uso del HILTI set Sísmico /para llenar) o por otros medios adecuados
- La resistencia del anclaje considerada para este diseño es válida SOLO si se instala el set dinámico en obra según IFU cuando se selecciona arandela sísmica.
- La lista de accesorios en este informe es sólo para información del usuario. En cualquier caso, las instrucciones para el uso, mostrados en el producto, deben ser seguidas para asegurar una correcta instalación.

¡La fijación cumple los criterios de diseño!

Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

4
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 21/10/2016

6 Datos de instalación

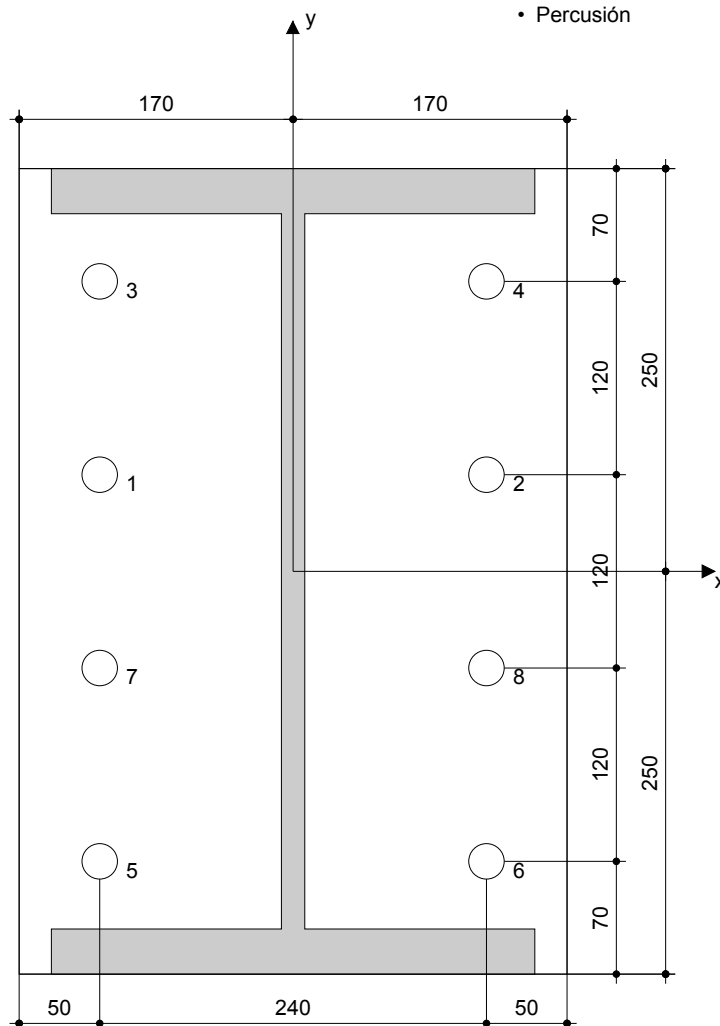
Placa de anclaje, acero: -
 Perfil: IPB/HEB; 500 x 300 x 15 x 28 mm
 Diámetro de taladro en chapa: $d_t = 22$ mm
 Espesor de placa (introducir): 20 mm
 Espesor de placa recomendado: no calculado
 Método de perforación: Martillo perforador
 Limpieza: Se requiere limpieza manual del taladro

Tipo y tamaño de anclaje: HST3 M20 hef2
 Par de apriete de instalación: 0.180 kNm
 Diámetro de taladro en material base: 20 mm
 Profundidad de taladro (min/max): 126 mm
 Mínimo espesor del material base: 200 mm

Espacio relleno con el Set dinámico M de Hilti20 mm
http://download.hilti.biz/data/techlib/help/IFU_Seismic-Filling-Set.pdf

6.1 Accesorios recomendados

Taladro	Limpieza	Instalación
<ul style="list-style-type: none"> Rotopercusión Tamaño adecuado de broca 	<ul style="list-style-type: none"> Bombín de limpieza 	<ul style="list-style-type: none"> Set Sísmico/para llenar Llave dinamométrica Percusión



Coordenadas del anclaje mm

Anclaje	x	y	C _{-x}	C _{+x}	C _{-y}	C _{+y}
1	-120	60	-	-	-	-
2	120	60	-	-	-	-
3	-120	180	-	-	-	-
4	120	180	-	-	-	-
Anclaje	x	y	C _{-x}	C _{+x}	C _{-y}	C _{+y}
5	-120	-180	-	-	-	-
6	120	-180	-	-	-	-
7	-120	-60	-	-	-	-
8	120	-60	-	-	-	-

Empresa:
Proyectista:
Dirección:
Teléfono I Fax: |
E-mail:






Página:
Proyecto:
Sub Proyecto I Pos. No.:
Fecha:

5
BIBLITECA PÚBLICA
MUROS DE HA/HP
21/10/2016

7 Observaciones;comentarios

- Toda la información y todos los datos contenidos en el software sólo se refieren a la utilización de los productos Hilti y están fundados en principios, fórmulas y normativas de seguridad conformes a las consignas técnicas de Hilti y en instrucciones de operación, montaje, ensamblaje, etc., que el usuario debe seguir exhaustivamente. Todas las cifras que en ellos constan son medias; por lo tanto, se deben realizar pruebas específicas de utilización antes de la utilización del producto Hilti aplicable. Los resultados de los cálculos ejecutados mediante el software reposan básicamente en los datos que usted introduce en el mismo. Por lo tanto, es usted el único responsable de la inexistencia de errores, de la exhaustividad y la pertinencia de los datos introducidos por usted mismo. Asimismo, es usted el único responsable de la verificación de los resultados del cálculo y de la validación de los mismos por un experto, en especial en lo referente al cumplimiento de las normas y permisos aplicables previamente a su utilización, en particular para su aplicación. El software sólo sirve de ayuda para la interpretación de las normas y permisos sin ninguna garantía con respecto a la ausencia de errores, la exactitud y la pertinencia de los resultados o su adaptación a una determinada aplicación.
- Debe usted tomar todas las medidas necesarias y razonables para impedir o limitar los daños causados por el software. En especial, debe usted tomar sus disposiciones para efectuar regularmente una salvaguarda de los programas y de los datos y, de ser aplicable, ejecutar las actualizaciones regularmente facilitadas por Hilti. Si no utiliza la función AutoUpdate del software, debe usted comprobar que en cada caso usted utiliza la versión actual y puesta al día del software, ejecutando actualizaciones manuales a través del Sitio Web Hilti. Hilti no será considerada como responsable por cualquier consecuencia, tal y como la necesidad de recuperar necesidades o programas perdidos o dañados, que se deriven de un incumplimiento, por su parte, de sus obligaciones.

HST3 (-R) sujeto a:

Tamaño de anclaje	M8	M10	M12	M16	M20	M24
Martillo de perforación* 	TE2(-A) – TE30(-A)				TE40 – TE70	
Perforación de diamante* 	DD-30W, DD-EC1					
Herramienta de ajuste* 	Herramienta de ajuste HS-SC				-	
Perforación broca hueca* 	-		TE-CD, TE-YD			
Set sísmico/Set de relleno** 	Set Sismico/Relleno M8-M20 (Carbono y acero inoxidable A4)					-

***Métodos de instalación incluidos en ETA-98/0001**

****Set dinámico necesario para rellenar el espacio entre el anclaje y la placa**
 No espacio anular, resistencia de cálculo doble (espacio=1)

Empresa:
Proyectista:
Dirección:
Teléfono I Fax:
E-mail:

Página:
Proyecto:
Sub Proyecto I Pos. No.:
Fecha:

1
BIBLIOTECA PÚBLICA
MUROS DE HA/HP
27/10/2016

Comentarios del proyectista :

1 Insertar datos

Tipo y tamaño de anclaje: HST3-R M24 hef2



Set dinámico/para llenar, o cualquier solución adecuada para rellenar un espacio anular

Profundidad efectiva de anclaje: $h_{ef} = 125 \text{ mm}$, $h_{nom} = 143 \text{ mm}$

Material: A4

Homologación N°: ETA-98/0001

Establecidos I Válidos: 06/11/2015 | -

Prueba: Criterio ingenieril SOFA - después de ensayos según ETAG

Fijación a distancia: $e_b = 0 \text{ mm}$ (enrasado); $t = 20 \text{ mm}$

Placa de anclaje: $I_x \times I_y \times t = 340 \text{ mm} \times 550 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$; (Espesor de placa recomendado: no calculado)

Perfil: IPB/HEB; ($L \times W \times T \times FT$) = $550 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 15 \text{ mm} \times 29 \text{ mm}$

Material Base: no fisurado hormigón, C50/60, $f_c = 60.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 350 \text{ mm}$

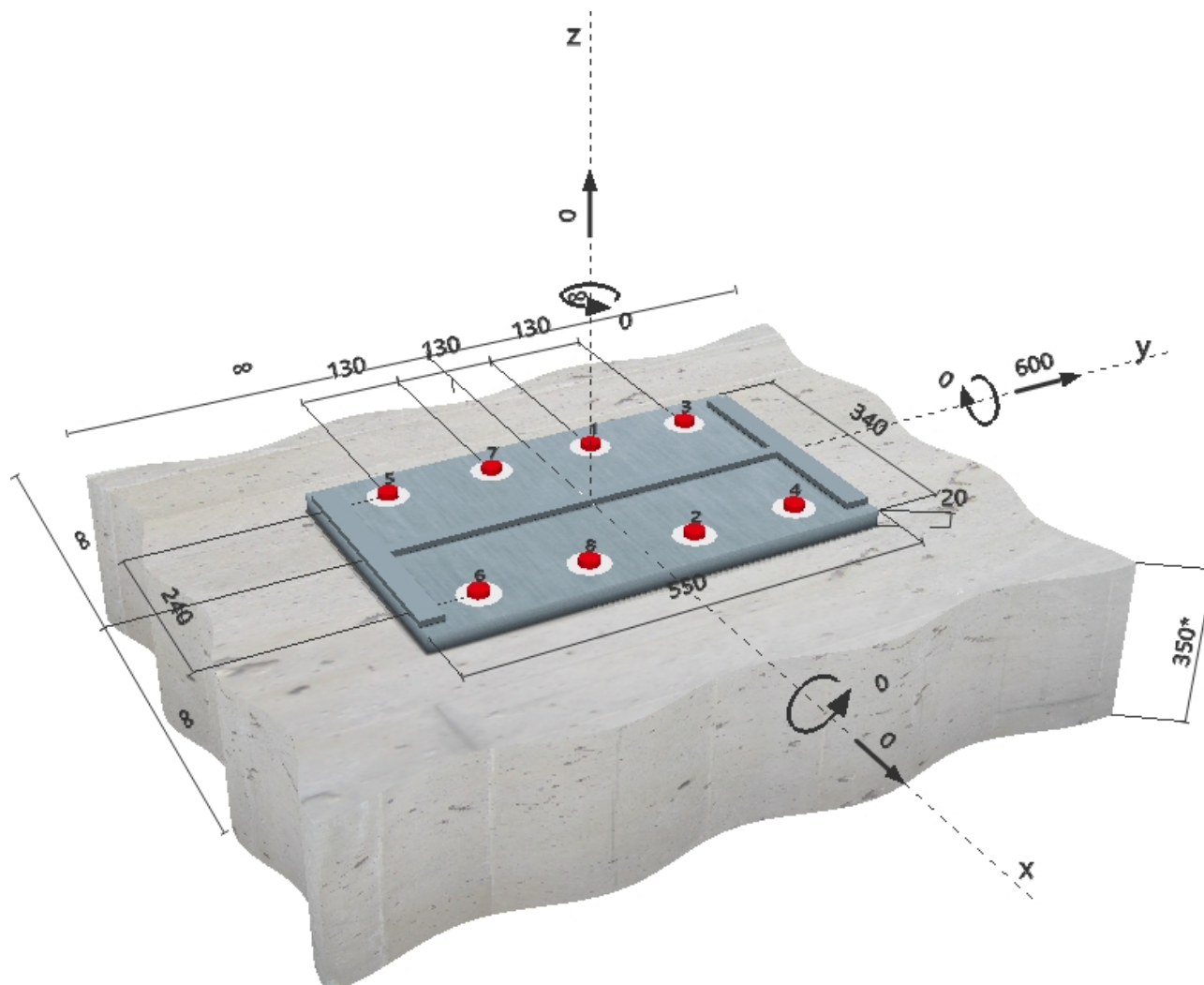
Instalación: taladro hecho con martillo, Condición de instalación: seco

Armadura:

sin armadura

con refuerzo longitudinal $d \geq 12 + \text{Malla cerrada (estribos, cercos)}$ $s \leq$

Geometría [mm] & Carga [kN, kNm]



Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

2
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 27/10/2016

2 Caso de carga/Resultante de cargas

Caso de carga: Cargas de diseño

Reacciones en el anclaje [kN]

Carga a tracción: (+Tracción, -Compresión)

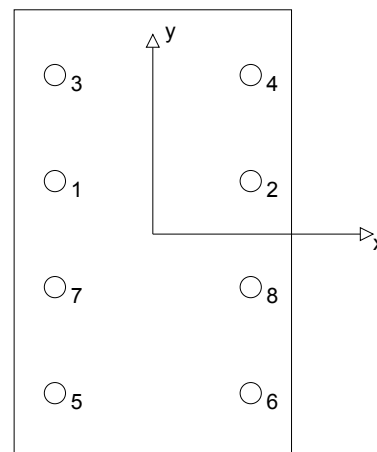
Anclaje	Carga a tracción	Carga a cortante	Cortante en x	Cortante en y
1	0.000	75.000	0.000	75.000
2	0.000	75.000	0.000	75.000
3	0.000	75.000	0.000	75.000
4	0.000	75.000	0.000	75.000
5	0.000	75.000	0.000	75.000
6	0.000	75.000	0.000	75.000
7	0.000	75.000	0.000	75.000
8	0.000	75.000	0.000	75.000

Máxima extensión del hormigón a compresión: - [%]

Máxima tensión del hormigón a compresión: - [N/mm²]

Tracción resultante en (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

Compresión resultante en (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]



3 Carga a tracción (ETAG, Anejo C, Sección 5.2.2)

	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_N [%]	Resultado
Fallo por Acero*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por extracción*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rotura por cono de hormigón**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por fisuración (Splitting)**	N/A	N/A	N/A	N/A

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes en tracción)

Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

3
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 27/10/2016

4 Cortante (ETAG, Anejo C, Sección 5.2.3)

	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_v [%]	Resultado
Fallo por Acero (sin brazo de palanca)*	75.000	88.462	85	OK
Fallo por Acero (con brazo de palanca)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por desconchamiento**	600.000	609.656	99	OK
Rotura de borde de hormigón en dirección **	N/A	N/A	N/A	N/A

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes relevantes)

4.1 Fallo por Acero (sin brazo de palanca)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
115.000	1.300	88.462	75.000

4.2 Fallo por desconchamiento

A _{c,N} [mm ²]	A _{c,N} ⁰ [mm ²]	c _{cr,N} [mm]	s _{cr,N} [mm]	k-factor	
470475	140625	188	375	2.500	
e _{c1,V} [mm]	ψ _{ec1,N}	e _{c2,V} [mm]	ψ _{ec2,N}	ψ _{s,N}	ψ _{re,N}
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000
N _{Rk,c} ⁰ [kN]	γ _{M,c,p}	V _{Rd,cp} [kN]	V _{Sd} [kN]		
109.336	1.500	609.656	600.000		

5 Desplazamientos (anclaje más solicitado)

Cargas de corto plazo:

N_{Sk}	=	0.000 [kN]	δ_N	=	0.000 [mm]
V_{Sk}	=	55.556 [kN]	δ_v	=	2.437 [mm]
			δ_{NV}	=	2.437 [mm]

Carga de largo plazo:

N_{Sk}	=	0.000 [kN]	δ_N	=	0.000 [mm]
V_{Sk}	=	55.556 [kN]	δ_v	=	3.606 [mm]
			δ_{NV}	=	3.606 [mm]

Comentarios: Desplazamientos a tracción son válidos con la mitad del par de apriete requerido no fisurado ¡Hormigón! Los desplazamientos son validos sin rozamiento entre el hormigón y la placa de anclaje! La holgura entre el taladro en el hormigón y en la placa no son considerados en este cálculo.

¡Los desplazamientos aceptables en los anclajes dependen del tipo de construcción de la fijación y deben ser definidos por el proyectista!

6 Avisos

- No se considera la redistribución de carga entre los acalajes debido a deformaciones elasticas de la placa. ¡Se asume que la placa es suficientemente rígida, para evitar que se deforme cuando se somete a cargas! ¡Los datos de entrada y resultados deben ser comprobados para verificar que se encuentran conformes con las condiciones existentes y que sean admisible!
- La verificación de la transferencia de cargas al material base debe ser verificada de acuerdo con ETAG(2010) Anexo C (2010) Sección 7! El programa considera que el mortero se instala bajo la placa de anclaje sin formar burbujas de aire y antes de la aplicación de las cargas.
- El diseño es válido sólo en los casos en que el espacio libre de la perforación no sea mayor al dado en la tabla 4.1. de la ETAG 001, Anexo C. Para mayores diámetros, de espacio libre de perforación, ver el capítulo 1.1. de la ETAG 001, Anexo C.
- La lista de accesorios en este informe es sólo para información del usuario. En cualquier caso, las instrucciones para el uso, mostrados en el producto, deben ser seguidas para asegurar una correcta instalación.
- El diseño por el método SOFA asume que no hay espacio libre entre los anclajes y la placa de anclaje que está presente. Esto puede materializarse rellenando el espacio con mortero de suficiente resistencia a la compresión (por ejemplo, mediante el uso del set HILTI set Sísmico /para llenar) o por otros medios adecuados
- La conformidad con las normas vigentes (e.g. EC3) es responsabilidad del usuario
- La verificación a los ELS no es ejecutada para el método SOFA; esta verificación debe ser llevada a cabo por el usuario!



www.hilti.es

Profis Anchor 2.7.1

Empresa:
Proyectista:
Dirección:
Teléfono I Fax: |
E-mail:

Página:
Proyecto:
Sub Proyecto I Pos. No.:
Fecha:

4
BIBLIOTECA PÚBLICA
MUROS DE HA/HP
27/10/2016

¡La fijación cumple los criterios de diseño!

Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

5
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 27/10/2016

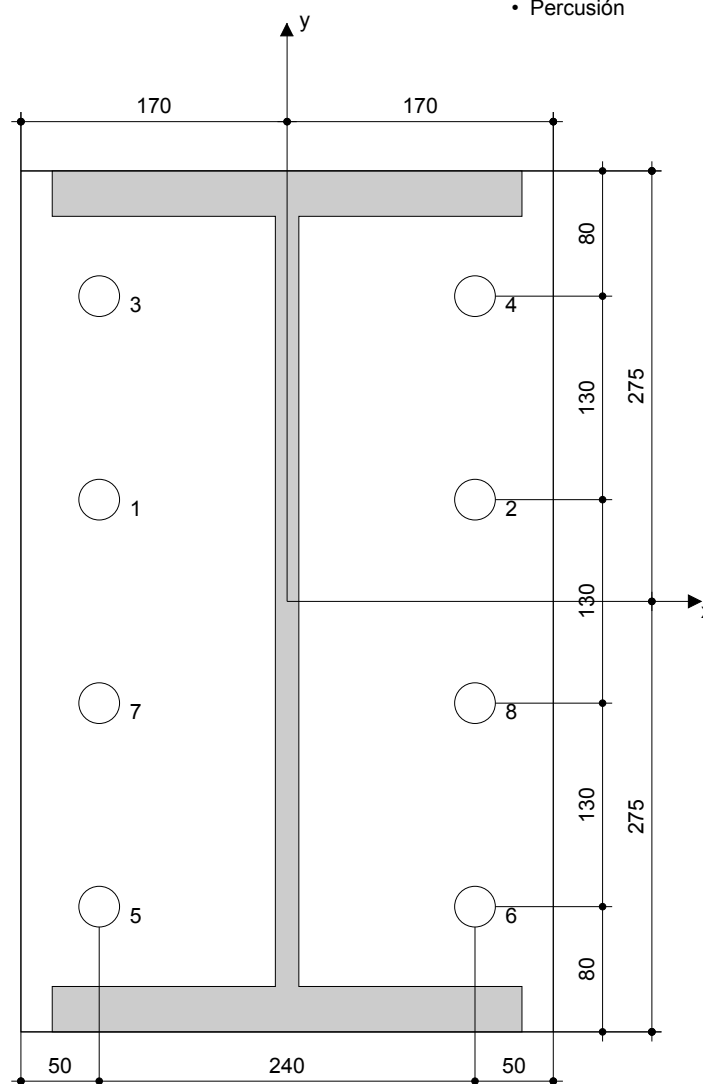
7 Datos de instalación

Placa de anclaje, acero: -
 Perfil: IPB/HEB; 550 x 300 x 15 x 29 mm
 Diámetro de taladro en chapa: $d_t = 26$ mm
 Espesor de placa (introducir): 20 mm
 Espesor de placa recomendado: no calculado
 Método de perforación: Martillo perforador
 Limpieza: Se requiere limpieza manual del taladro

Tipo y tamaño de anclaje: HST3-R M24 hef2
 Par de apriete de instalación: 0.240 kNm
 Diámetro de taladro en material base: 24 mm
 Profundidad de taladro (min/max): 153 mm
 Mínimo espesor del material base: 250 mm

7.1 Accesorios recomendados

Taladro	Limpieza	Instalación
<ul style="list-style-type: none"> • Rotopercusión • Tamaño adecuado de broca 	<ul style="list-style-type: none"> • Bombín de limpieza 	<ul style="list-style-type: none"> • Set Sísmico/para llenar • Llave dinamométrica • Percusión



Coordenadas del anclaje [mm]

Anclaje	x	y	C _{-x}	C _{+x}	C _{-y}	C _{+y}
1	-120	65	-	-	-	-
2	120	65	-	-	-	-
3	-120	195	-	-	-	-
4	120	195	-	-	-	-
Anclaje	x	y	C _{-x}	C _{+x}	C _{-y}	C _{+y}
5	-120	-195	-	-	-	-
6	120	-195	-	-	-	-
7	-120	-65	-	-	-	-
8	120	-65	-	-	-	-

Empresa:
Proyectista:
Dirección:
Teléfono I Fax: |
E-mail:






Página:
Proyecto:
Sub Proyecto I Pos. No.:
Fecha:

6
BIBLITECA PÚBLICA
MUROS DE HA/HP
27/10/2016

8 Observaciones;comentarios

- Toda la información y todos los datos contenidos en el software sólo se refieren a la utilización de los productos Hilti y están fundados en principios, fórmulas y normativas de seguridad conformes a las consignas técnicas de Hilti y en instrucciones de operación, montaje, ensamblaje, etc., que el usuario debe seguir exhaustivamente. Todas las cifras que en ellos constan son medias; por lo tanto, se deben realizar pruebas específicas de utilización antes de la utilización del producto Hilti aplicable. Los resultados de los cálculos ejecutados mediante el software reposan básicamente en los datos que usted introduce en el mismo. Por lo tanto, es usted el único responsable de la inexistencia de errores, de la exhaustividad y la pertinencia de los datos introducidos por usted mismo. Asimismo, es usted el único responsable de la verificación de los resultados del cálculo y de la validación de los mismos por un experto, en especial en lo referente al cumplimiento de las normas y permisos aplicables previamente a su utilización, en particular para su aplicación. El software sólo sirve de ayuda para la interpretación de las normas y permisos sin ninguna garantía con respecto a la ausencia de errores, la exactitud y la pertinencia de los resultados o su adaptación a una determinada aplicación.
- Debe usted tomar todas las medidas necesarias y razonables para impedir o limitar los daños causados por el software. En especial, debe usted tomar sus disposiciones para efectuar regularmente una salvaguarda de los programas y de los datos y, de ser aplicable, ejecutar las actualizaciones regularmente facilitadas por Hilti. Si no utiliza la función AutoUpdate del software, debe usted comprobar que en cada caso usted utiliza la versión actual y puesta al día del software, ejecutando actualizaciones manuales a través del Sitio Web Hilti. Hilti no será considerada como responsable por cualquier consecuencia, tal y como la necesidad de recuperar necesidades o programas perdidos o dañados, que se deriven de un incumplimiento, por su parte, de sus obligaciones.

HST3 (-R) sujeto a:

Tamaño de anclaje	M8	M10	M12	M16	M20	M24
Martillo de perforación* 	TE2(-A) – TE30(-A)				TE40 – TE70	
Perforación de diamante* 	DD-30W, DD-EC1					
Herramienta de ajuste* 	Herramienta de ajuste HS-SC				-	
Perforación broca hueca* 	-		TE-CD, TE-YD			
Set sísmico/Set de relleno** 	Set Sismico/Relleno M8-M20 (Carbono y acero inoxidable A4)					-

***Métodos de instalación incluidos en ETA-98/0001**

****Set dinámico necesario para rellenar el espacio entre el anclaje y la placa**
 No espacio anular, resistencia de cálculo doble (espacio=1)

Combinación accidental sísmica
www.hilti.es

Empresa:
 Projectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax:
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

1
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 21/10/2016

Comentarios del projectista :
1 Insertar datos

Tipo y tamaño de anclaje: HST3 M20 hef2



Set dinámico/para llenar, o cualquier solución adecuada para rellenar un espacio anular

Profundidad efectiva de anclaje: $h_{ef} = 101 \text{ mm}$, $h_{nom} = 116 \text{ mm}$

Material:

Homologación N°: ETA-98/0001

Establecidos I Válidos: 06/11/2015 | -

Prueba: Criterio ingenieril SOFA - después de ensayos según ETAG

Fijación a distancia: $e_b = 0 \text{ mm}$ (enrasado); $t = 20 \text{ mm}$

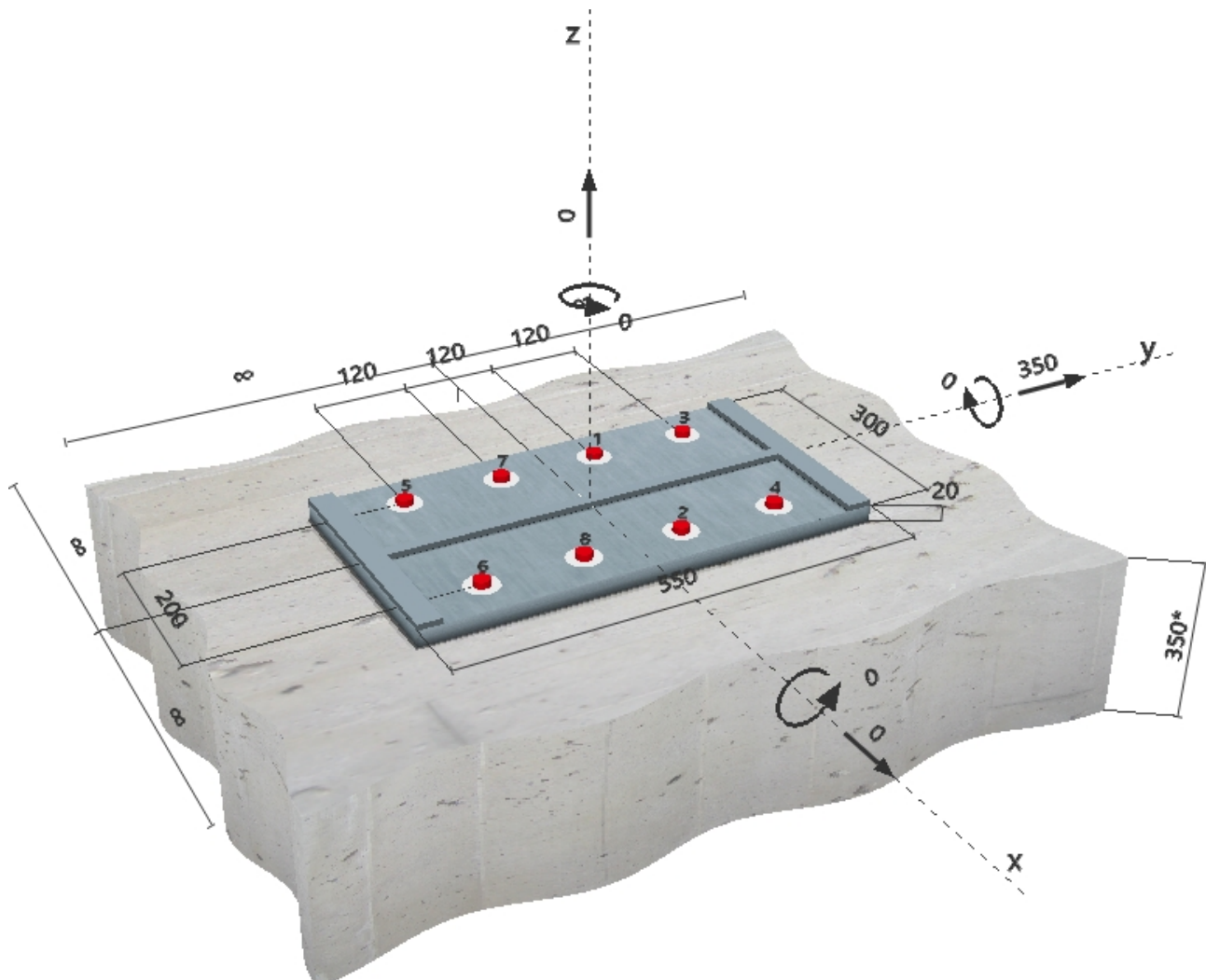
Placa de anclaje: $I_x \times I_y \times t = 300 \text{ mm} \times 550 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$; (Espesor de placa recomendado: no calculado)

Perfil: IPB/HEB; $(L \times W \times T \times FT) = 550 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 15 \text{ mm} \times 29 \text{ mm}$

Material Base: fisurado hormigón, C50/60, $f_c = 60.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 350 \text{ mm}$

Instalación: taladro hecho con martillo, Condición de instalación: seco

Armadura: sin armadura
con refuerzo longitudinal $d \geq 12$ + Malla cerrada (estribos, cercos) $s \leq$

Geometría [mm] & Carga [kN, kNm]


Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

2
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 21/10/2016

2 Caso de carga/Resultante de cargas

Caso de carga: Cargas de diseño

Reacciones en el anclaje [kN]

Carga a tracción: (+Tracción, -Compresión)

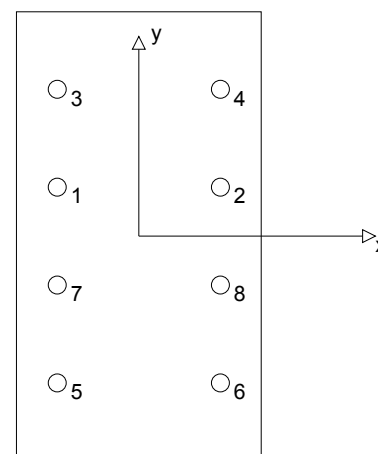
Anclaje	Carga a tracción	Carga a cortante	Cortante en x	Cortante en y
1	0.000	43.750	0.000	43.750
2	0.000	43.750	0.000	43.750
3	0.000	43.750	0.000	43.750
4	0.000	43.750	0.000	43.750
5	0.000	43.750	0.000	43.750
6	0.000	43.750	0.000	43.750
7	0.000	43.750	0.000	43.750
8	0.000	43.750	0.000	43.750

Máxima extensión del hormigón a compresión: - [%]

Máxima tensión del hormigón a compresión: - [N/mm²]

Tracción resultante en (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

Compresión resultante en (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]



3 Carga a tracción (ETAG, Anejo C, Sección 5.2.2)

	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_N [%]	Resultado
Fallo por Acero*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por extracción*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rotura por cono de hormigón**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por fisuración (Splitting)**	N/A	N/A	N/A	N/A

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes en tracción)

Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

3
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 21/10/2016

4 Cortante (ETAG, Anejo C, Sección 5.2.3)

	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_v [%]	Resultado
Fallo por Acero (sin brazo de palanca)*	43.750	67.120	66	OK
Fallo por Acero (con brazo de palanca)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por desconchamiento**	350.000	438.677	80	OK
Rotura de borde de hormigón en dirección **	N/A	N/A	N/A	N/A

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes relevantes)

4.1 Fallo por Acero (sin brazo de palanca)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
83.900	1.250	67.120	43.750

4.2 Fallo por desconchamiento

A _{c,N} [mm ²]	A _{c,N} ⁰ [mm ²]	c _{cr,N} [mm]	s _{cr,N} [mm]	k-factor	
333489	91809	152	303	3.200	
e _{c1,V} [mm]	ψ _{ec1,N}	e _{c2,V} [mm]	ψ _{ec2,N}	ψ _{s,N}	ψ _{re,N}
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000
N _{Rk,c} ⁰ [kN]	γ _{M,c,p}	V _{Rd,cp} [kN]	V _{Sd} [kN]		
56.610	1.500	438.677	350.000		

5 Desplazamientos (anclaje más solicitado)

Cargas de corto plazo:

N_{Sk}	=	0.000 [kN]	δ_N	=	0.000 [mm]
V_{Sk}	=	32.407 [kN]	δ_v	=	1.827 [mm]
			δ_{NV}	=	1.827 [mm]

Carga de largo plazo:

N_{Sk}	=	0.000 [kN]	δ_N	=	0.000 [mm]
V_{Sk}	=	32.407 [kN]	δ_v	=	2.774 [mm]
			δ_{NV}	=	2.774 [mm]

Comentarios: Desplazamientos a tracción son válidos con la mitad del par de apriete requerido no fisurado ¡Hormigón! Los desplazamientos son validos sin rozamiento entre el hormigón y la placa de anclaje! La holgura entre el taladro en el hormigón y en la placa no son considerados en este cálculo.

¡Los desplazamientos aceptables en los anclajes dependen del tipo de construcción de la fijación y deben ser definidos por el proyectista!

6 Avisos

- No se considera la redistribución de carga entre los acalajes debido a deformaciones elasticas de la placa. ¡Se asume que la placa es suficientemente rígida, para evitar que se deforme cuando se somete a cargas! ¡Los datos de entrada y resultados deben ser comprobados para verificar que se encuentran conformes con las condiciones existentes y que sean admisible!
- La verificación de la transferencia de cargas al material base debe ser verificada de acuerdo con ETAG(2010) Anexo C (2010) Sección 7! El programa considera que el mortero se instala bajo la placa de anclaje sin formar burbujas de aire y antes de la aplicación de las cargas.
- El diseño es válido sólo en los casos en que el espacio libre de la perforación no sea mayor al dado en la tabla 4.1. de la ETAG 001, Anexo C. Para mayores diámetros, de espacio libre de perforación, ver el capítulo 1.1. de la ETAG 001, Anexo C.
- La lista de accesorios en este informe es sólo para información del usuario. En cualquier caso, las instrucciones para el uso, mostrados en el producto, deben ser seguidas para asegurar una correcta instalación.
- El diseño por el método SOFA asume que no hay espacio libre entre los anclajes y la placa de anclaje que está presente. Esto puede materializarse rellenando el espacio con mortero de suficiente resistencia a la compresión (por ejemplo, mediante el uso del set HILTI set Sísmico /para llenar) o por otros medios adecuados
- La conformidad con las normas vigentes (e.g. EC3) es responsabilidad del usuario
- La verificación a los ELS no es ejecutada para el método SOFA; esta verificación debe ser llevada a cabo por el usuario!

Empresa:
Proyectista:
Dirección:
Teléfono I Fax: |
E-mail:

Página:
Proyecto:
Sub Proyecto I Pos. No.:
Fecha:

4
BIBLIOTECA PÚBLICA
MUROS DE HA/HP
21/10/2016

¡La fijación cumple los criterios de diseño!

Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

5
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 21/10/2016

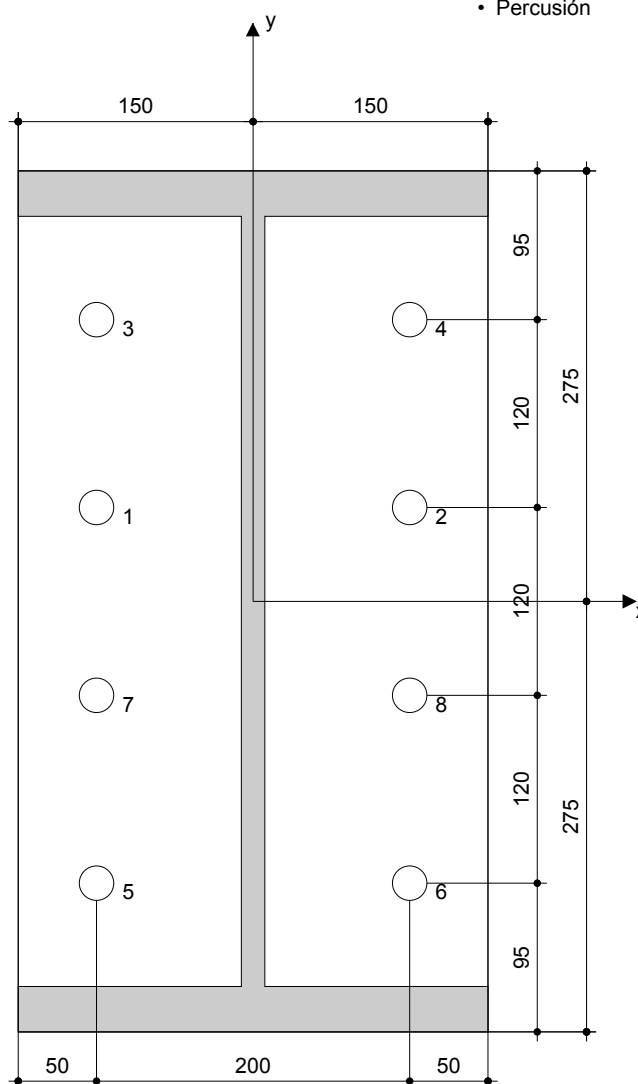
7 Datos de instalación

Placa de anclaje, acero: -
 Perfil: IPB/HEB; 550 x 300 x 15 x 29 mm
 Diámetro de taladro en chapa: $d_t = 22$ mm
 Espesor de placa (introducir): 20 mm
 Espesor de placa recomendado: no calculado
 Método de perforación: Martillo perforador
 Limpieza: Se requiere limpieza manual del taladro

Tipo y tamaño de anclaje: HST3 M20 hef2
 Par de apriete de instalación: 0.180 kNm
 Diámetro de taladro en material base: 20 mm
 Profundidad de taladro (min/max): 126 mm
 Mínimo espesor del material base: 200 mm

7.1 Accesorios recomendados

Taladro	Limpieza	Instalación
<ul style="list-style-type: none"> • Rotopercusión • Tamaño adecuado de broca 	<ul style="list-style-type: none"> • Bombín de limpieza 	<ul style="list-style-type: none"> • Set Sísmico/para llenar • Llave dinamométrica • Percusión



Coordenadas del anclaje [mm]

Anclaje	x	y	C _{-x}	C _{+x}	C _{-y}	C _{+y}	Anclaje	x	y	C _{-x}	C _{+x}	C _{-y}	C _{+y}
1	-100	60	-	-	-	-	5	-100	-180	-	-	-	-
2	100	60	-	-	-	-	6	100	-180	-	-	-	-
3	-100	180	-	-	-	-	7	-100	-60	-	-	-	-
4	100	180	-	-	-	-	8	100	-60	-	-	-	-

Empresa:
Proyectista:
Dirección:
Teléfono I Fax: |
E-mail:






Página:
Proyecto:
Sub Proyecto I Pos. No.:
Fecha:

6
BIBLITECA PÚBLICA
MUROS DE HA/HP
21/10/2016

8 Observaciones;comentarios

- Toda la información y todos los datos contenidos en el software sólo se refieren a la utilización de los productos Hilti y están fundados en principios, fórmulas y normativas de seguridad conformes a las consignas técnicas de Hilti y en instrucciones de operación, montaje, ensamblaje, etc., que el usuario debe seguir exhaustivamente. Todas las cifras que en ellos constan son medias; por lo tanto, se deben realizar pruebas específicas de utilización antes de la utilización del producto Hilti aplicable. Los resultados de los cálculos ejecutados mediante el software reposan básicamente en los datos que usted introduce en el mismo. Por lo tanto, es usted el único responsable de la inexistencia de errores, de la exhaustividad y la pertinencia de los datos introducidos por usted mismo. Asimismo, es usted el único responsable de la verificación de los resultados del cálculo y de la validación de los mismos por un experto, en especial en lo referente al cumplimiento de las normas y permisos aplicables previamente a su utilización, en particular para su aplicación. El software sólo sirve de ayuda para la interpretación de las normas y permisos sin ninguna garantía con respecto a la ausencia de errores, la exactitud y la pertinencia de los resultados o su adaptación a una determinada aplicación.
- Debe usted tomar todas las medidas necesarias y razonables para impedir o limitar los daños causados por el software. En especial, debe usted tomar sus disposiciones para efectuar regularmente una salvaguarda de los programas y de los datos y, de ser aplicable, ejecutar las actualizaciones regularmente facilitadas por Hilti. Si no utiliza la función AutoUpdate del software, debe usted comprobar que en cada caso usted utiliza la versión actual y puesta al día del software, ejecutando actualizaciones manuales a través del Sitio Web Hilti. Hilti no será considerada como responsable por cualquier consecuencia, tal y como la necesidad de recuperar necesidades o programas perdidos o dañados, que se deriven de un incumplimiento, por su parte, de sus obligaciones.

HST3 (-R) sujeto a:

Tamaño de anclaje	M8	M10	M12	M16	M20	M24
Martillo de perforación* 	TE2(-A) – TE30(-A)				TE40 – TE70	
Perforación de diamante* 	DD-30W, DD-EC1					
Herramienta de ajuste* 	Herramienta de ajuste HS-SC				-	
Perforación broca hueca* 	-		TE-CD, TE-YD			
Set sísmico/Set de relleno** 	Set Sismico/Relleno M8-M20 (Carbono y acero inoxidable A4)					-

***Métodos de instalación incluidos en ETA-98/0001**

****Set dinámico necesario para rellenar el espacio entre el anclaje y la placa**
 No espacio anular, resistencia de cálculo doble (espacio=1)

Comentarios del proyectista :

1 Insertar datos

Tipo y tamaño de anclaje: HST3 M20 hef2



Set dinámico/para llenar, o cualquier solución adecuada para rellenar un espacio anular

Profundidad efectiva de anclaje: $h_{ef} = 101 \text{ mm}$, $h_{nom} = 116 \text{ mm}$

Material:

Homologación N°: ETA-98/0001

Establecidos I Válidos: 06/11/2015 | -

Prueba: Criterio ingenieril SOFA - después de ensayos según ETAG

Fijación a distancia: $e_b = 0 \text{ mm}$ (enrasado); $t = 20 \text{ mm}$

Placa de anclaje: $I_x \times I_y \times t = 340 \text{ mm} \times 550 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$; (Espesor de placa recomendado: no calculado)

Perfil: IPB/HEB; (L x W x T x FT) = $550 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 15 \text{ mm} \times 29 \text{ mm}$

Material Base: no fisurado hormigón, C50/60, $f_c = 60.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 350 \text{ mm}$

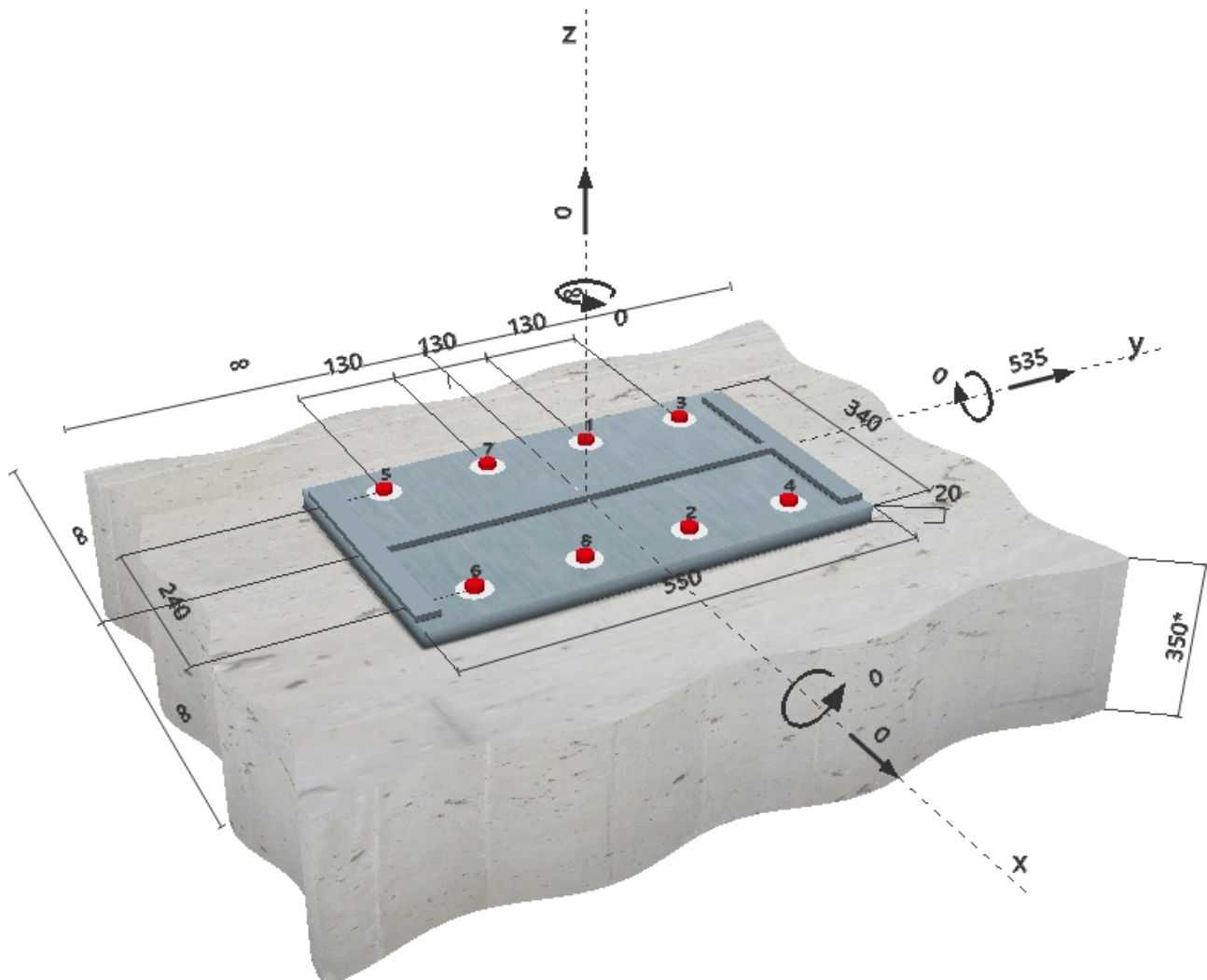
Instalación: taladro hecho con martillo, Condición de instalación: seco

Armadura:

sin armadura

con refuerzo longitudinal $d \geq 12$ + Malla cerrada (estribos, cercos) $s \leq$

Geometría [mm] & Carga [kN, kNm]



Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

2
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 27/10/2016

2 Caso de carga/Resultante de cargas

Caso de carga: Cargas de diseño

Reacciones en el anclaje [kN]

Carga a tracción: (+Tracción, -Compresión)

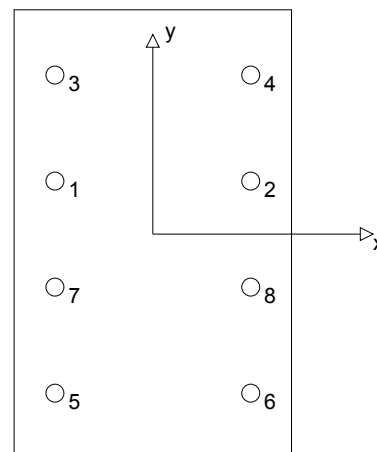
Anclaje	Carga a tracción	Carga a cortante	Cortante en x	Cortante en y
1	0.000	66.875	0.000	66.875
2	0.000	66.875	0.000	66.875
3	0.000	66.875	0.000	66.875
4	0.000	66.875	0.000	66.875
5	0.000	66.875	0.000	66.875
6	0.000	66.875	0.000	66.875
7	0.000	66.875	0.000	66.875
8	0.000	66.875	0.000	66.875

Máxima extensión del hormigón a compresión: - [%]

Máxima tensión del hormigón a compresión: - [N/mm²]

Tracción resultante en (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

Compresión resultante en (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]



3 Carga a tracción (ETAG, Anejo C, Sección 5.2.2)

	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_N [%]	Resultado
Fallo por Acero*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por extracción*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rotura por cono de hormigón**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por fisuración (Splitting)**	N/A	N/A	N/A	N/A

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes en tracción)

Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

3
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 27/10/2016

4 Cortante (ETAG, Anejo C, Sección 5.2.3)

	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_v [%]	Resultado
Fallo por Acero (sin brazo de palanca)*	66.875	67.120	100	OK
Fallo por Acero (con brazo de palanca)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por desconchamiento**	535.000	694.361	78	OK
Rotura de borde de hormigón en dirección **	N/A	N/A	N/A	N/A

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes relevantes)

4.1 Fallo por Acero (sin brazo de palanca)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
83.900	1.250	67.120	66.875

4.2 Fallo por desconchamiento

A _{c,N} [mm ²]	A _{c,N} ⁰ [mm ²]	c _{cr,N} [mm]	s _{cr,N} [mm]	k-factor	
376299	91809	152	303	3.200	
e _{c1,V} [mm]	ψ _{ec1,N}	e _{c2,V} [mm]	ψ _{ec2,N}	ψ _{s,N}	ψ _{re,N}
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000
N _{Rk,c} ⁰ [kN]	γ _{M,c,p}	V _{Rd,cp} [kN]	V _{Sd} [kN]		
79.411	1.500	694.361	535.000		

5 Desplazamientos (anclaje más solicitado)

Cargas de corto plazo:

N_{Sk}	=	0.000 [kN]	δ_N	=	0.000 [mm]
V_{Sk}	=	49.537 [kN]	δ_v	=	2.792 [mm]
			δ_{NV}	=	2.792 [mm]

Carga de largo plazo:

N_{Sk}	=	0.000 [kN]	δ_N	=	0.000 [mm]
V_{Sk}	=	49.537 [kN]	δ_v	=	4.240 [mm]
			δ_{NV}	=	4.240 [mm]

Comentarios: Desplazamientos a tracción son válidos con la mitad del par de apriete requerido no fisurado ¡Hormigón! Los desplazamientos son validos sin rozamiento entre el hormigón y la placa de anclaje! La holgura entre el taladro en el hormigón y en la placa no son considerados en este cálculo.

¡Los desplazamientos aceptables en los anclajes dependen del tipo de construcción de la fijación y deben ser definidos por el proyectista!

6 Avisos

- No se considera la redistribución de carga entre los aclajes debido a deformaciones elasticas de la placa. ¡Se asume que la placa es suficientemente rígida, para evitar que se deforme cuando se somete a cargas! ¡Los datos de entrada y resultados deben ser comprobados para verificar que se encuentran conformes con las condiciones existentes y que sean admisible!
- La verificación de la transferencia de cargas al material base debe ser verificada de acuerdo con ETAG(2010) Anexo C (2010) Sección 7! El programa considera que el mortero se instala bajo la placa de anclaje sin formar burbujas de aire y antes de la aplicación de las cargas.
- El diseño es válido sólo en los casos en que el espacio libre de la perforación no sea mayor al dado en la tabla 4.1. de la ETAG 001, Anexo C. Para mayores diámetros, de espacio libre de perforación, ver el capítulo 1.1. de la ETAG 001, Anexo C.
- La lista de accesorios en este informe es sólo para información del usuario. En cualquier caso, las instrucciones para el uso, mostrados en el producto, deben ser seguidas para asegurar una correcta instalación.
- El diseño por el método SOFA asume que no hay espacio libre entre los anclajes y la placa de anclaje que está presente. Esto puede materializarse rellenando el espacio con mortero de suficiente resistencia a la compresión (por ejemplo, mediante el uso del set HILTI set Sísmico /para llenar) o por otros medios adecuados
- La conformidad con las normas vigentes (e.g. EC3) es responsabilidad del usuario
- La verificación a los ELS no es ejecutada para el método SOFA; esta verificación debe ser llevada a cabo por el usuario!

Empresa:
Proyectista:
Dirección:
Teléfono I Fax: |
E-mail:

Página:
Proyecto:
Sub Proyecto I Pos. No.:
Fecha:

4
BIBLIOTECA PÚBLICA
MUROS DE HA/HP
27/10/2016

¡La fijación cumple los criterios de diseño!

Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

5
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 27/10/2016

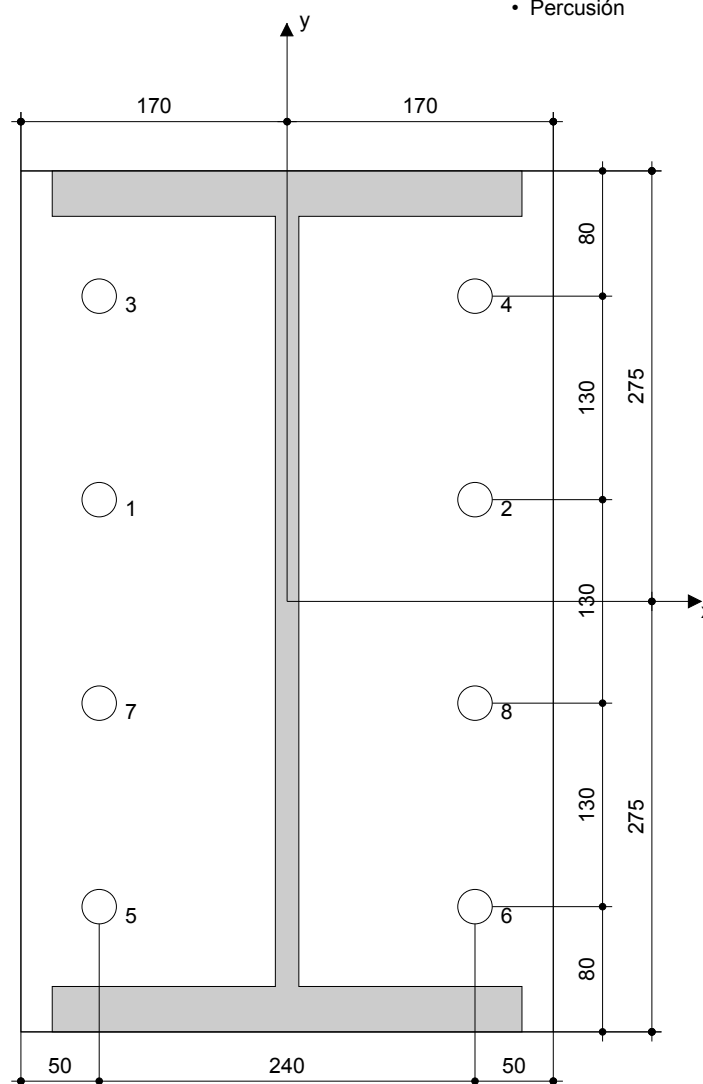
7 Datos de instalación

Placa de anclaje, acero: -
 Perfil: IPB/HEB; 550 x 300 x 15 x 29 mm
 Diámetro de taladro en chapa: $d_t = 22$ mm
 Espesor de placa (introducir): 20 mm
 Espesor de placa recomendado: no calculado
 Método de perforación: Martillo perforador
 Limpieza: Se requiere limpieza manual del taladro

Tipo y tamaño de anclaje: HST3 M20 hef2
 Par de apriete de instalación: 0.180 kNm
 Diámetro de taladro en material base: 20 mm
 Profundidad de taladro (min/max): 126 mm
 Mínimo espesor del material base: 200 mm

7.1 Accesorios recomendados

Taladro	Limpieza	Instalación
<ul style="list-style-type: none"> • Rotopercusión • Tamaño adecuado de broca 	<ul style="list-style-type: none"> • Bombín de limpieza 	<ul style="list-style-type: none"> • Set Sísmico/para llenar • Llave dinamométrica • Percusión



Coordenadas del anclaje [mm]

Anclaje	x	y	C _{-x}	C _{+x}	C _{-y}	C _{+y}
1	-120	65	-	-	-	-
2	120	65	-	-	-	-
3	-120	195	-	-	-	-
4	120	195	-	-	-	-
Anclaje	x	y	C _{-x}	C _{+x}	C _{-y}	C _{+y}
5	-120	-195	-	-	-	-
6	120	-195	-	-	-	-
7	-120	-65	-	-	-	-
8	120	-65	-	-	-	-

Empresa:
Proyectista:
Dirección:
Teléfono I Fax: |
E-mail:






Página:
Proyecto:
Sub Proyecto I Pos. No.:
Fecha:

6
BIBLITECA PÚBLICA
MUROS DE HA/HP
27/10/2016

8 Observaciones;comentarios

- Toda la información y todos los datos contenidos en el software sólo se refieren a la utilización de los productos Hilti y están fundados en principios, fórmulas y normativas de seguridad conformes a las consignas técnicas de Hilti y en instrucciones de operación, montaje, ensamblaje, etc., que el usuario debe seguir exhaustivamente. Todas las cifras que en ellos constan son medias; por lo tanto, se deben realizar pruebas específicas de utilización antes de la utilización del producto Hilti aplicable. Los resultados de los cálculos ejecutados mediante el software reposan básicamente en los datos que usted introduce en el mismo. Por lo tanto, es usted el único responsable de la inexistencia de errores, de la exhaustividad y la pertinencia de los datos introducidos por usted mismo. Asimismo, es usted el único responsable de la verificación de los resultados del cálculo y de la validación de los mismos por un experto, en especial en lo referente al cumplimiento de las normas y permisos aplicables previamente a su utilización, en particular para su aplicación. El software sólo sirve de ayuda para la interpretación de las normas y permisos sin ninguna garantía con respecto a la ausencia de errores, la exactitud y la pertinencia de los resultados o su adaptación a una determinada aplicación.
- Debe usted tomar todas las medidas necesarias y razonables para impedir o limitar los daños causados por el software. En especial, debe usted tomar sus disposiciones para efectuar regularmente una salvaguarda de los programas y de los datos y, de ser aplicable, ejecutar las actualizaciones regularmente facilitadas por Hilti. Si no utiliza la función AutoUpdate del software, debe usted comprobar que en cada caso usted utiliza la versión actual y puesta al día del software, ejecutando actualizaciones manuales a través del Sitio Web Hilti. Hilti no será considerada como responsable por cualquier consecuencia, tal y como la necesidad de recuperar necesidades o programas perdidos o dañados, que se deriven de un incumplimiento, por su parte, de sus obligaciones.

HST3 (-R) sujeto a:

Tamaño de anclaje	M8	M10	M12	M16	M20	M24
Martillo de perforación* 	TE2(-A) – TE30(-A)				TE40 – TE70	
Perforación de diamante* 	DD-30W, DD-EC1					
Herramienta de ajuste* 	Herramienta de ajuste HS-SC				-	
Perforación broca hueca* 	-		TE-CD, TE-YD			
Set sísmico/Set de relleno** 	Set Sismico/Relleno M8-M20 (Carbono y acero inoxidable A4)					-

***Métodos de instalación incluidos en ETA-98/0001**

****Set dinámico necesario para rellenar el espacio entre el anclaje y la placa**
 No espacio anular, resistencia de cálculo doble (espacio=1)

Comentarios del projectista :

1 Insertar datos

Tipo y tamaño de anclaje: HST3 M20 hef2



Set dinámico/para llenar, o cualquier solución adecuada para rellenar un espacio anular

Profundidad efectiva de anclaje: $h_{ef} = 101 \text{ mm}$, $h_{nom} = 116 \text{ mm}$

Material:

Homologación N°.: ETA-98/0001

Establecidos I Válidos: 06/11/2015 | -

Prueba: Criterio ingenieril SOFA - después de ensayos según ETAG

Fijación a distancia: $e_b = 0 \text{ mm}$ (enrasado); $t = 20 \text{ mm}$

Placa de anclaje: $I_x \times I_y \times t = 340 \text{ mm} \times 550 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$; (Espesor de placa recomendado: no calculado)

Perfil: IPB/HEB; (L x W x T x FT) = $550 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 15 \text{ mm} \times 29 \text{ mm}$

Material Base: no fisurado hormigón, C30/37, $f_c = 37.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 350 \text{ mm}$

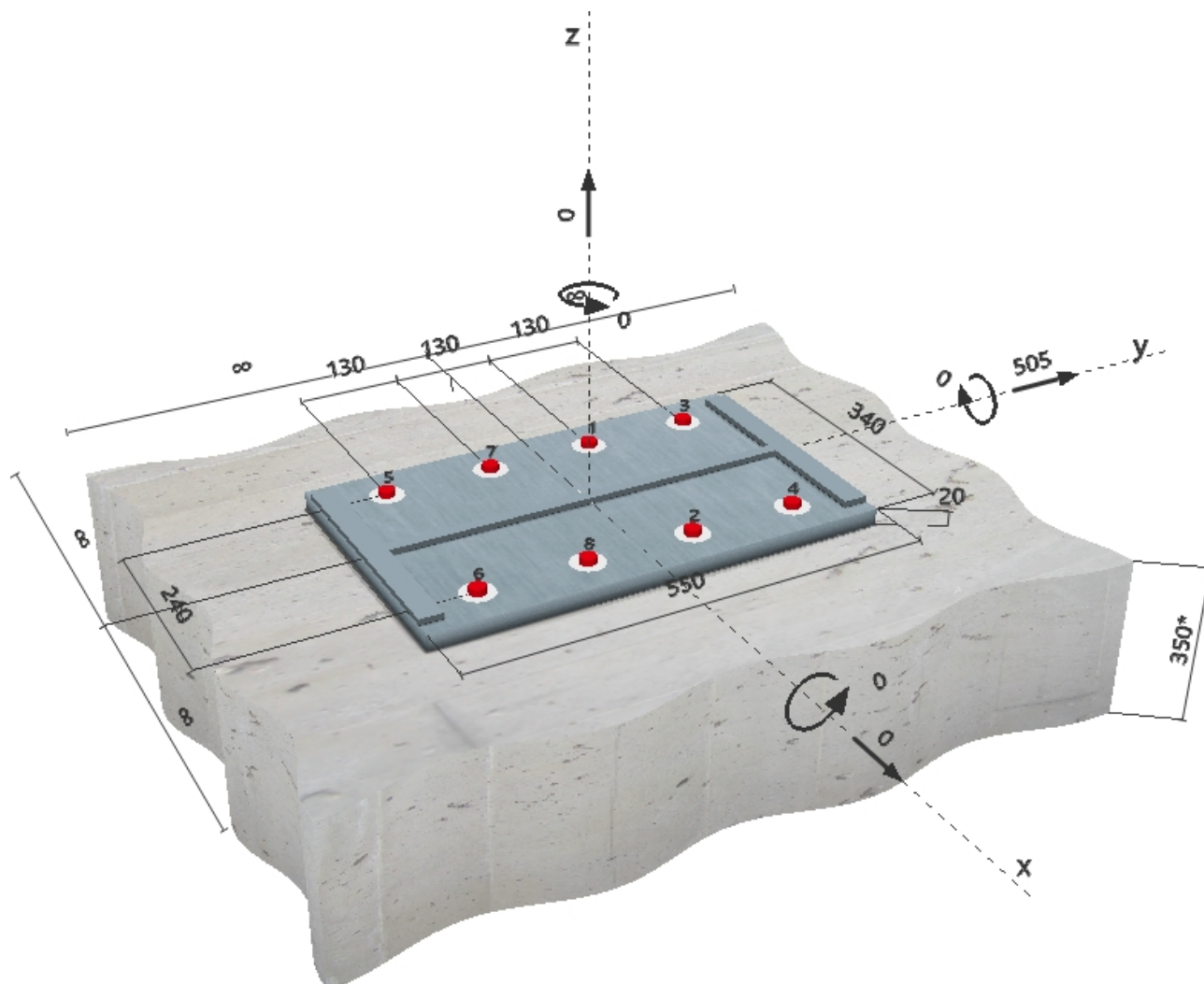
Instalación: taladro hecho con martillo, Condición de instalación: seco

Armadura:

sin armadura

con refuerzo longitudinal $d \geq 12 + \text{Malla cerrada (estribos, cercos)}$ $s \leq$

Geometría [mm] & Carga [kN, kNm]



Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

2
 BIBLITECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 27/10/2016

2 Caso de carga/Resultante de cargas

Caso de carga: Cargas de diseño

Reacciones en el anclaje [kN]

Carga a tracción: (+Tracción, -Compresión)

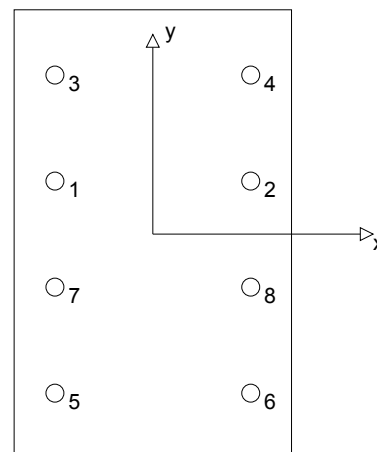
Anclaje	Carga a tracción	Carga a cortante	Cortante en x	Cortante en y
1	0.000	63.125	0.000	63.125
2	0.000	63.125	0.000	63.125
3	0.000	63.125	0.000	63.125
4	0.000	63.125	0.000	63.125
5	0.000	63.125	0.000	63.125
6	0.000	63.125	0.000	63.125
7	0.000	63.125	0.000	63.125
8	0.000	63.125	0.000	63.125

Máxima extensión del hormigón a compresión: - [%]

Máxima tensión del hormigón a compresión: - [N/mm²]

Tracción resultante en (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

Compresión resultante en (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]



3 Carga a tracción (ETAG, Anejo C, Sección 5.2.2)

	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_N [%]	Resultado
Fallo por Acero*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por extracción*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rotura por cono de hormigón**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por fisuración (Splitting)**	N/A	N/A	N/A	N/A

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes en tracción)

Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

3
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 27/10/2016

4 Cortante (ETAG, Anejo C, Sección 5.2.3)

	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_v [%]	Resultado
Fallo por Acero (sin brazo de palanca)*	63.125	67.120	95	OK
Fallo por Acero (con brazo de palanca)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por desconchamiento**	505.000	545.269	93	OK
Rotura de borde de hormigón en dirección **	N/A	N/A	N/A	N/A

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes relevantes)

4.1 Fallo por Acero (sin brazo de palanca)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
83.900	1.250	67.120	63.125

4.2 Fallo por desconchamiento

A _{c,N} [mm ²]	A _{c,N} ⁰ [mm ²]	c _{cr,N} [mm]	s _{cr,N} [mm]	k-factor	
376299	91809	152	303	3.200	
e _{c1,V} [mm]	ψ _{ec1,N}	e _{c2,V} [mm]	ψ _{ec2,N}	ψ _{s,N}	ψ _{re,N}
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000
N _{Rk,c} ⁰ [kN]	γ _{M,c,p}	V _{Rd,cp} [kN]	V _{Sd} [kN]		
62.360	1.500	545.269	505.000		

5 Desplazamientos (anclaje más solicitado)

Cargas de corto plazo:

N_{Sk}	=	0.000 [kN]	δ_N	=	0.000 [mm]
V_{Sk}	=	46.759 [kN]	δ_v	=	2.636 [mm]
			δ_{NV}	=	2.636 [mm]

Carga de largo plazo:

N_{Sk}	=	0.000 [kN]	δ_N	=	0.000 [mm]
V_{Sk}	=	46.759 [kN]	δ_v	=	4.002 [mm]
			δ_{NV}	=	4.002 [mm]

Comentarios: Desplazamientos a tracción son válidos con la mitad del par de apriete requerido no fisurado ¡Hormigón! Los desplazamientos son validos sin rozamiento entre el hormigón y la placa de anclaje! La holgura entre el taladro en el hormigón y en la placa no son considerados en este cálculo.

¡Los desplazamientos aceptables en los anclajes dependen del tipo de construcción de la fijación y deben ser definidos por el proyectista!

6 Avisos

- No se considera la redistribución de carga entre los aclajes debido a deformaciones elasticas de la placa. ¡Se asume que la placa es suficientemente rígida, para evitar que se deforme cuando se somete a cargas! ¡Los datos de entrada y resultados deben ser comprobados para verificar que se encuentran conformes con las condiciones existentes y que sean admisible!
- La verificación de la transferencia de cargas al material base debe ser verificada de acuerdo con ETAG(2010) Anexo C (2010) Sección 7! El programa considera que el mortero se instala bajo la placa de anclaje sin formar burbujas de aire y antes de la aplicación de las cargas.
- El diseño es válido sólo en los casos en que el espacio libre de la perforación no sea mayor al dado en la tabla 4.1. de la ETAG 001, Anexo C. Para mayores diámetros, de espacio libre de perforación, ver el capítulo 1.1. de la ETAG 001, Anexo C.
- La lista de accesorios en este informe es sólo para información del usuario. En cualquier caso, las instrucciones para el uso, mostrados en el producto, deben ser seguidas para asegurar una correcta instalación.
- El diseño por el método SOFA asume que no hay espacio libre entre los anclajes y la placa de anclaje que está presente. Esto puede materializarse rellenando el espacio con mortero de suficiente resistencia a la compresión (por ejemplo, mediante el uso del set HILTI set Sísmico /para llenar) o por otros medios adecuados
- La conformidad con las normas vigentes (e.g. EC3) es responsabilidad del usuario
- La verificación a los ELS no es ejecutada para el método SOFA; esta verificación debe ser llevada a cabo por el usuario!

Empresa:
Proyectista:
Dirección:
Teléfono I Fax: |
E-mail:

Página:
Proyecto:
Sub Proyecto I Pos. No.:
Fecha:

4
BIBLIOTECA PÚBLICA
MUROS DE HA/HP
27/10/2016

¡La fijación cumple los criterios de diseño!

Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

5
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 27/10/2016

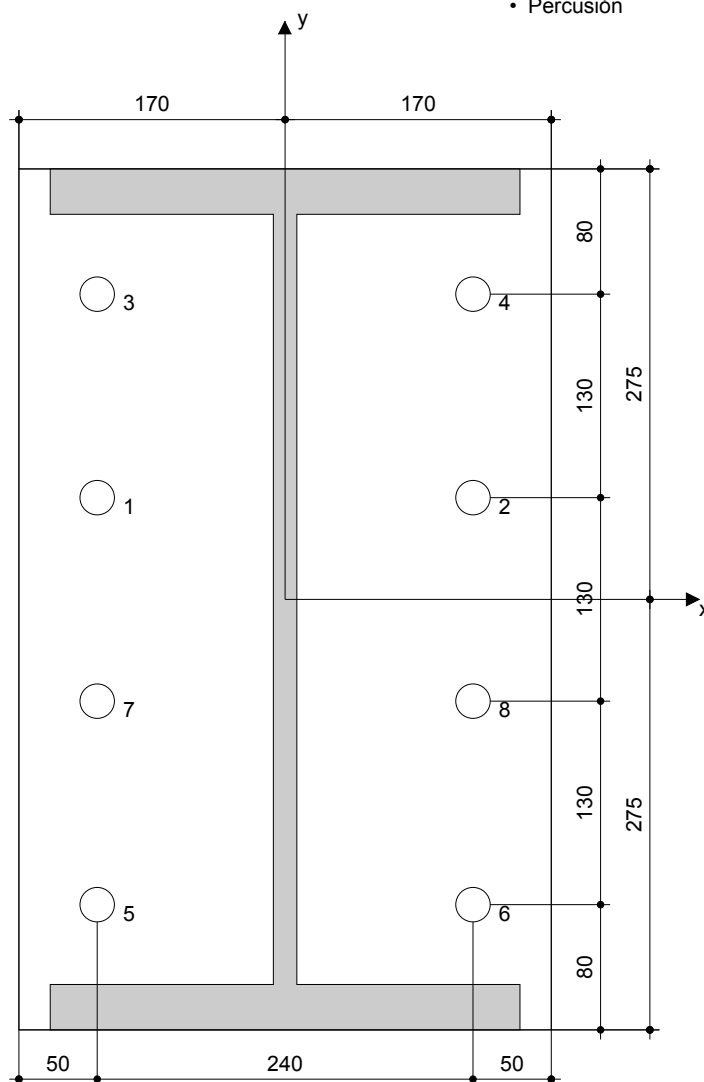
7 Datos de instalación

Placa de anclaje, acero: -
 Perfil: IPB/HEB; 550 x 300 x 15 x 29 mm
 Diámetro de taladro en chapa: $d_t = 22$ mm
 Espesor de placa (introducir): 20 mm
 Espesor de placa recomendado: no calculado
 Método de perforación: Martillo perforador
 Limpieza: Se requiere limpieza manual del taladro

Tipo y tamaño de anclaje: HST3 M20 hef2
 Par de apriete de instalación: 0.180 kNm
 Diámetro de taladro en material base: 20 mm
 Profundidad de taladro (min/max): 126 mm
 Mínimo espesor del material base: 200 mm

7.1 Accesorios recomendados

Taladro	Limpieza	Instalación
<ul style="list-style-type: none"> • Rotopercusión • Tamaño adecuado de broca 	<ul style="list-style-type: none"> • Bombín de limpieza 	<ul style="list-style-type: none"> • Set Sísmico/para llenar • Llave dinamométrica • Percusión



Coordenadas del anclaje [mm]

Anclaje	x	y	C _{-x}	C _{+x}	C _{-y}	C _{+y}
1	-120	65	-	-	-	-
2	120	65	-	-	-	-
3	-120	195	-	-	-	-
4	120	195	-	-	-	-

Anclaje	x	y	C _{-x}	C _{+x}	C _{-y}	C _{+y}
5	-120	-195	-	-	-	-
6	120	-195	-	-	-	-
7	-120	-65	-	-	-	-
8	120	-65	-	-	-	-

Empresa:
Proyectista:
Dirección:
Teléfono I Fax: |
E-mail:






Página:
Proyecto:
Sub Proyecto I Pos. No.:
Fecha:

6
BIBLITECA PÚBLICA
MUROS DE HA/HP
27/10/2016

8 Observaciones;comentarios

- Toda la información y todos los datos contenidos en el software sólo se refieren a la utilización de los productos Hilti y están fundados en principios, fórmulas y normativas de seguridad conformes a las consignas técnicas de Hilti y en instrucciones de operación, montaje, ensamblaje, etc., que el usuario debe seguir exhaustivamente. Todas las cifras que en ellos constan son medias; por lo tanto, se deben realizar pruebas específicas de utilización antes de la utilización del producto Hilti aplicable. Los resultados de los cálculos ejecutados mediante el software reposan básicamente en los datos que usted introduce en el mismo. Por lo tanto, es usted el único responsable de la inexistencia de errores, de la exhaustividad y la pertinencia de los datos introducidos por usted mismo. Asimismo, es usted el único responsable de la verificación de los resultados del cálculo y de la validación de los mismos por un experto, en especial en lo referente al cumplimiento de las normas y permisos aplicables previamente a su utilización, en particular para su aplicación. El software sólo sirve de ayuda para la interpretación de las normas y permisos sin ninguna garantía con respecto a la ausencia de errores, la exactitud y la pertinencia de los resultados o su adaptación a una determinada aplicación.
- Debe usted tomar todas las medidas necesarias y razonables para impedir o limitar los daños causados por el software. En especial, debe usted tomar sus disposiciones para efectuar regularmente una salvaguarda de los programas y de los datos y, de ser aplicable, ejecutar las actualizaciones regularmente facilitadas por Hilti. Si no utiliza la función AutoUpdate del software, debe usted comprobar que en cada caso usted utiliza la versión actual y puesta al día del software, ejecutando actualizaciones manuales a través del Sitio Web Hilti. Hilti no será considerada como responsable por cualquier consecuencia, tal y como la necesidad de recuperar necesidades o programas perdidos o dañados, que se deriven de un incumplimiento, por su parte, de sus obligaciones.

HST3 (-R) sujeto a:

Tamaño de anclaje	M8	M10	M12	M16	M20	M24
Martillo de perforación* 	TE2(-A) – TE30(-A)				TE40 – TE70	
Perforación de diamante* 	DD-30W, DD-EC1					
Herramienta de ajuste* 	Herramienta de ajuste HS-SC				-	
Perforación broca hueca* 	-		TE-CD, TE-YD			
Set sísmico/Set de relleno** 	Set Sismico/Relleno M8-M20 (Carbono y acero inoxidable A4)					-

***Métodos de instalación incluidos en ETA-98/0001**

****Set dinámico necesario para rellenar el espacio entre el anclaje y la placa**
 No espacio anular, resistencia de cálculo doble (espacio=1)

Empresa:
Proyectista:
Dirección:
Teléfono I Fax:
E-mail:

Página:
Proyecto:
Sub Proyecto I Pos. No.:
Fecha:

1
BIBLITECA PÚBLICA
MUROS DE HA/HP
05/11/2016

Comentarios del proyectista :

1 Insertar datos

Tipo y tamaño de anclaje: HST3 M20 hef2



Set dinámico/para llenar, o cualquier solución adecuada para rellenar un espacio anular

Profundidad efectiva de anclaje: $h_{ef} = 101 \text{ mm}$, $h_{nom} = 116 \text{ mm}$

Material:

Homologación N°: ETA-98/0001

Establecidos I Válidos: 06/11/2015 | -

Prueba: Método fib (07/2011)-basado en tests sobre ETAG

Fijación a distancia: $e_b = 0 \text{ mm}$ (enrasado); $t = 20 \text{ mm}$

Placa de anclaje: $l_x \times l_y \times t = 300 \text{ mm} \times 460 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$; (Espesor de placa recomendado: no calculado)

Perfil: IPB/HEB; $(L \times W \times T \times FT) = 340 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 12 \text{ mm} \times 22 \text{ mm}$

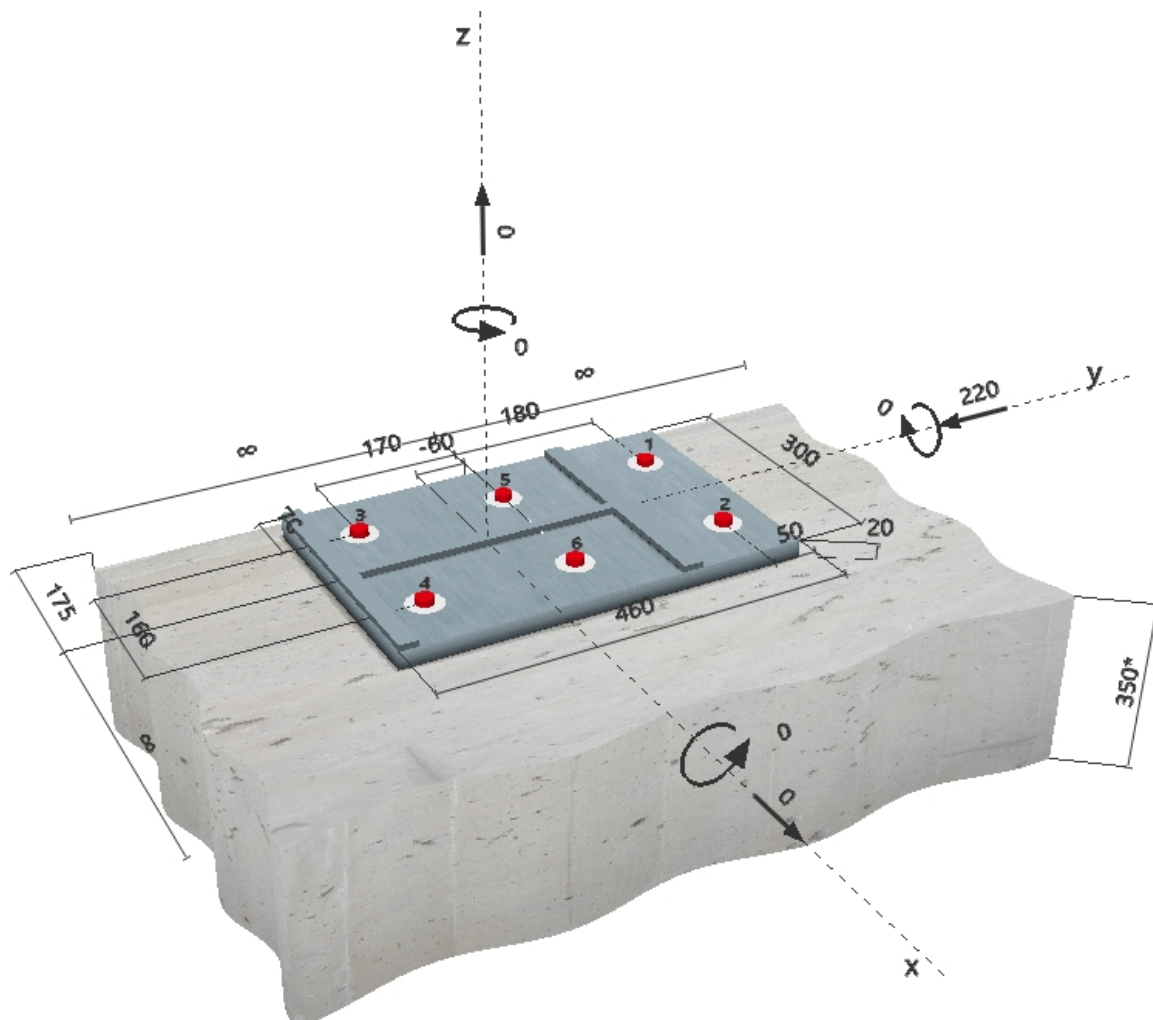
Material Base: no fisurado hormigón, C50/60, $f_c = 50.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 350 \text{ mm}$

Instalación: **taladro hecho con martillo, Condición de instalación: seco**

Armadura: sin armadura

con refuerzo longitudinal $d \geq 12 + \text{Malla cerrada (estribos, cercos)}$ $s \leq$
Presencia de armadura de control de fisuración por splitting según fib (07/2011), 10.1.5.2

Geometría [mm] & Carga [kN, kNm]



Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

2
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 05/11/2016

2 Caso de carga/Resultante de cargas

Caso de carga: Cargas de diseño

Reacciones en el anclaje [kN]

Carga a tracción: (+Tracción, -Compresión)

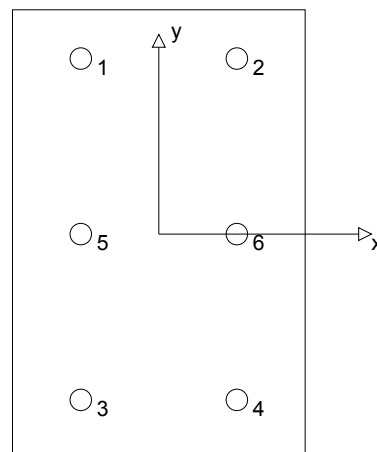
Anclaje	Carga a tracción	Carga a cortante	Cortante en x	Cortante en y
1	0.000	36.667	0.000	-36.667
2	0.000	36.667	0.000	-36.667
3	0.000	36.667	0.000	-36.667
4	0.000	36.667	0.000	-36.667
5	0.000	36.667	0.000	-36.667
6	0.000	36.667	0.000	-36.667

Máxima extensión del hormigón a compresión: - [%]

Máxima tensión del hormigón a compresión: - [N/mm²]

Tracción resultante en (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

Compresión resultante en (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]



3 Carga a tracción (fib (07/2011), sección 10.1)

	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_N [%]	Resultado
Fallo por Acero*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por extracción*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rotura por cono de hormigón**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por fisuración (Splitting)**	N/A	N/A	N/A	N/A

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes en tracción)

Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

3
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 05/11/2016

4 Cortante (fib (07/2011), sección 10.2)

	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_v [%]	Resultado
Fallo por Acero (sin brazo de palanca)*	36.667	67.120	55	OK
Fallo por Acero (con brazo de palanca)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por desconchamiento**	220.000	432.492	51	OK
Rotura de borde de hormigón en dirección x-**	110.000	111.423	99	OK

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes relevantes)

4.1 Fallo por Acero (sin brazo de palanca)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
83.900	1.250	67.120	36.667

4.2 Fallo por desconchamiento

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$\psi_{A,N}$	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_4
265445	91809	2.891	152	303	3.200
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1.000	0	1.000	0.888	1.000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
78.951	1.500	432.492	220.000		

4.3 Rotura de borde de hormigón en dirección x-

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_V	α	β		
101	20.0	2.400	0.103	0.073		
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]	$\psi_{A,V}$			
95	90488	40613	2.228			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{a,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$	$\psi_{90^\circ,V}$
1.000	1.000	2.500	0	1.000	1.000	2.500
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]			
30.005	1.500	111.423	110.000			

5 Desplazamientos (anclaje más solicitado)

Cargas de corto plazo:

N_{Sk}	=	0.000 [kN]	δ_N	=	0.000 [mm]
V_{Sk}	=	27.160 [kN]	δ_V	=	1.531 [mm]
			δ_{NV}	=	1.531 [mm]

Carga de largo plazo:

N_{Sk}	=	0.000 [kN]	δ_N	=	0.000 [mm]
V_{Sk}	=	27.160 [kN]	δ_V	=	2.325 [mm]
			δ_{NV}	=	2.325 [mm]

Comentarios: Desplazamientos a tracción son válidos con la mitad del par de apriete requerido no fisurado ¡Hormigón! Los desplazamientos son validos sin rozamiento entre el hormigón y la placa de anclaje! La holgura entre el taladro en el hormigón y en la placa no son considerados en este cálculo.

¡Los desplazamientos aceptables en los anclajes dependen del tipo de construcción de la fijación y deben ser definidos por el proyectista!

Empresa:
Proyectista:
Dirección:
Teléfono I Fax: |
E-mail:

Página:
Proyecto:
Sub Proyecto I Pos. No.:
Fecha:

4
BIBLITECA PÚBLICA
MUROS DE HA/HP
05/11/2016

6 Avisos

- No se considera la redistribución de carga entre los acalajes debido a deformaciones elásticas de la placa. ¡Se asume que la placa es suficientemente rígida, para evitar que se deforme cuando se somete a cargas! ¡Los datos de entrada y resultados deben ser comprobados para verificar que se encuentran conformes con las condiciones existentes y que sean admisibles!
- La lista de accesorios en este informe es sólo para información del usuario. En cualquier caso, las instrucciones para el uso, mostrados en el producto, deben ser seguidas para asegurar una correcta instalación.
- El diseño por el método fib (07/2011) asume que no hay espacio libre entre los anclajes y la placa de anclaje que está presente. Esto puede materializarse llenando el espacio con mortero de suficiente resistencia a la compresión (por ejemplo, mediante el uso del set HILTI set Sísmico /para llenar) o por otros medios adecuados
- La conformidad con las normas vigentes (e.g. EC3) es responsabilidad del usuario
- La verificación de transferencia de cargas al material base es necesaria según fib (07/2011).

¡La fijación cumple los criterios de diseño!

Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

5
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 05/11/2016

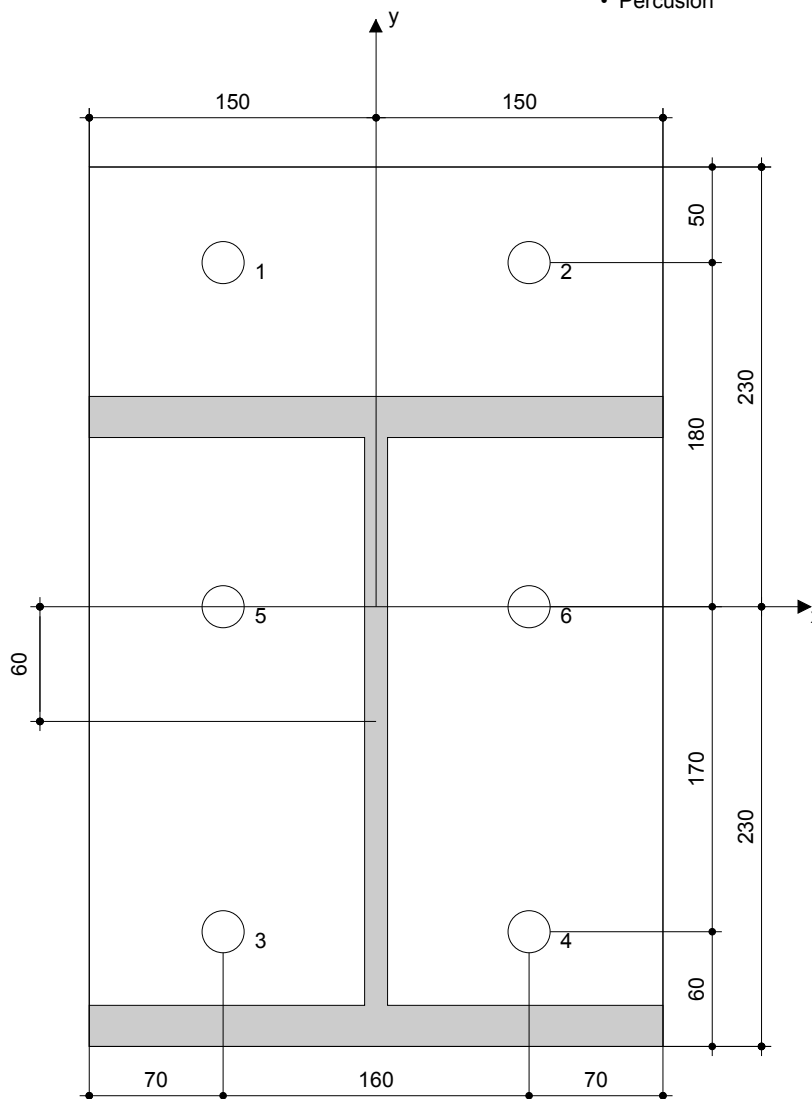
7 Datos de instalación

Placa de anclaje, acero: -
 Perfil: IPB/HEB; 340 x 300 x 12 x 22 mm
 Diámetro de taladro en chapa: $d_t = 22$ mm
 Espesor de placa (introducir): 20 mm
 Espesor de placa recomendado: no calculado
 Método de perforación: Martillo perforador
 Limpieza: Se requiere limpieza manual del taladro

Tipo y tamaño de anclaje: HST3 M20 hef2
 Par de apriete de instalación: 0.180 kNm
 Diámetro de taladro en material base: 20 mm
 Profundidad de taladro (min/max): 126 mm
 Mínimo espesor del material base: 200 mm

7.1 Accesorios recomendados

Taladro	Limpieza	Instalación
<ul style="list-style-type: none"> Rotopercusión Tamaño adecuado de broca 	<ul style="list-style-type: none"> Bombín de limpieza 	<ul style="list-style-type: none"> Set Sísmico/para llenar Llave dinamométrica Percusión



Coordenadas del anclaje [mm]

Anclaje	x	y	C _{-x}	C _{+x}	C _{-y}	C _{+y}
1	-80	180	95	-	-	-
2	80	180	255	-	-	-
3	-80	-170	95	-	-	-

Anclaje	x	y	C _{-x}	C _{+x}	C _{-y}	C _{+y}
4	80	-170	255	-	-	-
5	-80	0	95	-	-	-
6	80	0	255	-	-	-

Empresa:
Proyectista:
Dirección:
Teléfono I Fax: |
E-mail:






Página:
Proyecto:
Sub Proyecto I Pos. No.:
Fecha:

6
BIBLITECA PÚBLICA
MUROS DE HA/HP
05/11/2016

8 Observaciones;comentarios

- Toda la información y todos los datos contenidos en el software sólo se refieren a la utilización de los productos Hilti y están fundados en principios, fórmulas y normativas de seguridad conformes a las consignas técnicas de Hilti y en instrucciones de operación, montaje, ensamblaje, etc., que el usuario debe seguir exhaustivamente. Todas las cifras que en ellos constan son medias; por lo tanto, se deben realizar pruebas específicas de utilización antes de la utilización del producto Hilti aplicable. Los resultados de los cálculos ejecutados mediante el software reposan básicamente en los datos que usted introduce en el mismo. Por lo tanto, es usted el único responsable de la inexistencia de errores, de la exhaustividad y la pertinencia de los datos introducidos por usted mismo. Asimismo, es usted el único responsable de la verificación de los resultados del cálculo y de la validación de los mismos por un experto, en especial en lo referente al cumplimiento de las normas y permisos aplicables previamente a su utilización, en particular para su aplicación. El software sólo sirve de ayuda para la interpretación de las normas y permisos sin ninguna garantía con respecto a la ausencia de errores, la exactitud y la pertinencia de los resultados o su adaptación a una determinada aplicación.
- Debe usted tomar todas las medidas necesarias y razonables para impedir o limitar los daños causados por el software. En especial, debe usted tomar sus disposiciones para efectuar regularmente una salvaguarda de los programas y de los datos y, de ser aplicable, ejecutar las actualizaciones regularmente facilitadas por Hilti. Si no utiliza la función AutoUpdate del software, debe usted comprobar que en cada caso usted utiliza la versión actual y puesta al día del software, ejecutando actualizaciones manuales a través del Sitio Web Hilti. Hilti no será considerada como responsable por cualquier consecuencia, tal y como la necesidad de recuperar necesidades o programas perdidos o dañados, que se deriven de un incumplimiento, por su parte, de sus obligaciones.

HST3 (-R) sujeto a:

Tamaño de anclaje	M8	M10	M12	M16	M20	M24
Martillo de perforación* 	TE2(-A) – TE30(-A)				TE40 – TE70	
Perforación de diamante* 	DD-30W, DD-EC1					
Herramienta de ajuste* 	Herramienta de ajuste HS-SC				-	
Perforación broca hueca* 	-		TE-CD, TE-YD			
Set sísmico/Set de relleno** 	Set Sismico/Relleno M8-M20 (Carbono y acero inoxidable A4)					-

***Métodos de instalación incluidos en ETA-98/0001**

****Set dinámico necesario para rellenar el espacio entre el anclaje y la placa**
 No espacio anular, resistencia de cálculo doble (espacio=1)

Empresa:
Proyectista:
Dirección:
Teléfono I Fax:
E-mail:

Página:
Proyecto:
Sub Proyecto I Pos. No.:
Fecha:

1
BIBLITECA PÚBLICA
MUROS DE HA/HP
05/11/2016

Comentarios del proyectista :

1 Insertar datos

Tipo y tamaño de anclaje: HST3 M20 hef2

Espacio relleno con el Set dinámico M de Hilti20 mm

Profundidad efectiva de anclaje: $h_{ef} = 101 \text{ mm}$, $h_{nom} = 116 \text{ mm}$

Material:

Homologación N°.: ETA-98/0001

Establecidos I Válidos: 06/11/2015 | -

Prueba: método de cálculo Criterio ingenieril SOFA Seismic-basado en ETAG (No.001 Anejo C/2010) + Sismo (EOTA TR 045)

Categoría de comportamiento sísmico: C2

Tipo de ensayo sísmico: 5.3 a2) Diseño elástico

Porcentaje de carga sísmica $\leq 20\%$: Sí

Desplazamientos DLS requeridos: Carga a tracción $\delta_{N,req(DLS)} = 6.90 \text{ mm}$, Cortante $\delta_{V,req(DLS)} = 5.20 \text{ mm}$

Fijación a distancia: $e_b = 0 \text{ mm}$ (enrasado); $t = 20 \text{ mm}$

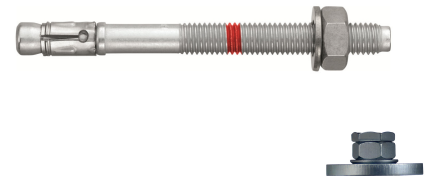
Placa de anclaje: $l_x \times l_y \times t = 300 \text{ mm} \times 460 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$; (Espesor de placa recomendado: no calculado)

Perfil: IPB/HEB; $(L \times W \times T \times FT) = 340 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 12 \text{ mm} \times 22 \text{ mm}$

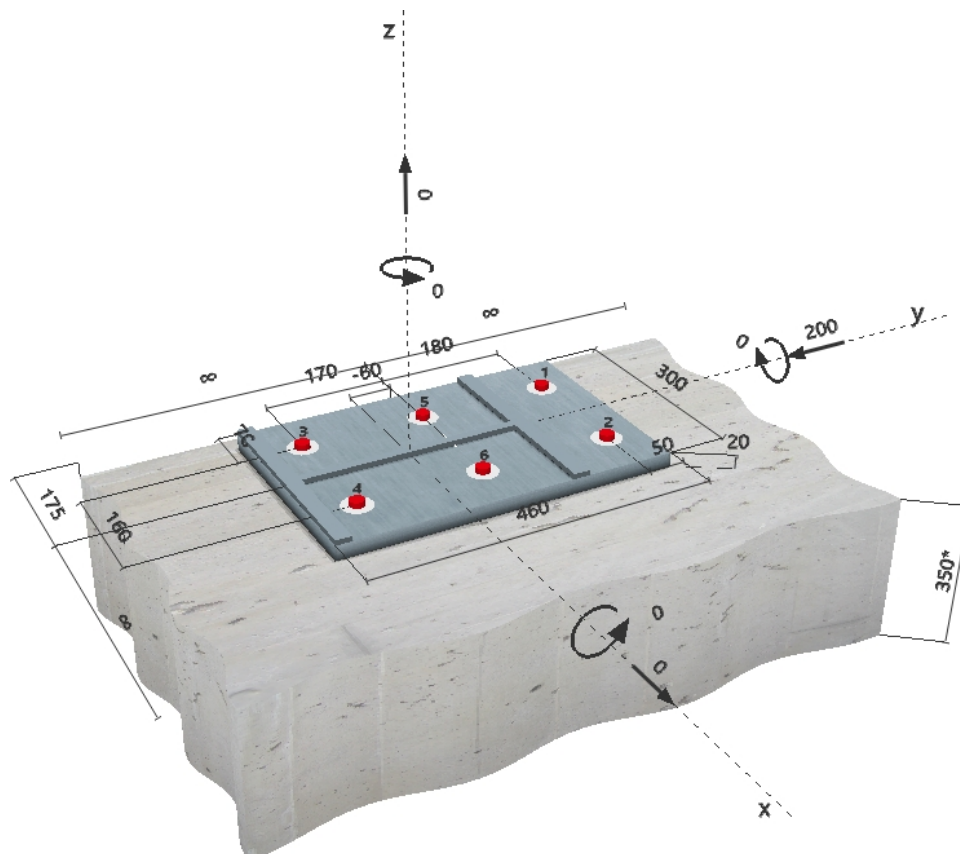
Material Base: fisurado hormigón, C50/60, $f_{cc} = 60.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 350 \text{ mm}$

Instalación: taladro hecho con martillo, Condición de instalación: seco

Armadura: sin armadura
con refuerzo longitudinal $d \geq 12 + \text{Malla cerrada (estribos, cercos) } s \leq$
Armado control de fisuración (splitting) de acuerdo con la ETAG 001, Annex C, 5.2.2.6.



Geometría [mm] & Carga [kN, kNm]



Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

2
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 05/11/2016

2 Caso de carga/Resultante de cargas

Caso de carga: Cargas de diseño

Reacciones en el anclaje [kN]

Carga a tracción: (+Tracción, -Compresión)

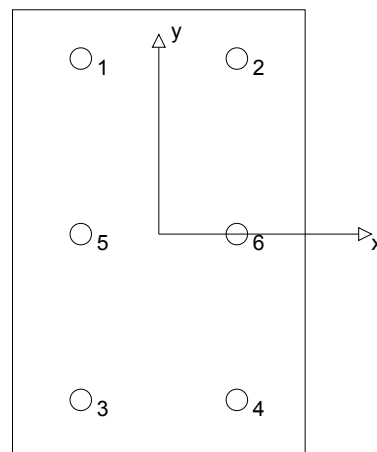
Anclaje	Carga a tracción	Carga a cortante	Cortante en x	Cortante en y
1	0.000	33.333	0.000	-33.333
2	0.000	33.333	0.000	-33.333
3	0.000	33.333	0.000	-33.333
4	0.000	33.333	0.000	-33.333
5	0.000	33.333	0.000	-33.333
6	0.000	33.333	0.000	-33.333

Máxima extensión del hormigón a compresión: - [%]

Máxima tensión del hormigón a compresión: - [N/mm²]

Tracción resultante en (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

Compresión resultante en (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]



3 Carga a tracción (ETAG, Anejo C, Sección 5.2.2, EOTA TR 045, Sección 5.6)

	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_N [%]	Resultado
Fallo por Acero*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por extracción*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rotura por cono de hormigón**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por fisuración (Splitting)**	N/A	N/A	N/A	N/A

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes en tracción)

Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax:
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

3
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 05/11/2016

4 Cortante (ETAG, Anejo C, Sección 5.2.3, EOTA TR 045, Sección 5.6)

	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_v [%]	Resultado
Fallo por Acero (sin brazo de palanca)*	33.333	45.492	74	OK
Fallo por Acero (con brazo de palanca)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por desconchamiento**	200.000	232.579	86	OK
Rotura de borde de hormigón en dirección x-**	100.000	102.885	98	OK

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes relevantes)

4.1 Fallo por Acero (sin brazo de palanca)

$V_{Rk,s,seis}^0$ [kN]	α_{gap}	α_{seis}	$V_{Rk,s,seis}$ [kN]		
66.900	1.000	0.850	56.865		
$\gamma_{M,s,seis}$	$V_{Rd,s,seis}$ [kN]	$V_{Sd,seis}$ [kN]	$\delta_{V,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{V,seis(DLS)}$ [mm]	$V_{Rd,s,seis, reduced}$ [kN]
1.250	45.492	33.333	5.20	5.20	45.492

4.2 Fallo por desconchamiento

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	
265445	91809	152	303	3.200	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1.000	0	1.000	0.888	1.000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	α_{gap}	α_{seis}	$V_{Rk,cp,seis}^0$ [kN]	$V_{Rk,cp,seis}$ [kN]	
56.610	1.000	0.750	465.157	348.868	
$\gamma_{M,c,p,seis}$	$V_{Rd,cp,seis}$ [kN]	$V_{Sd,seis}$ [kN]	$\delta_{V,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{V,seis(DLS)}$ [mm]	$V_{Rd,cp,seis, reduced}$ [kN]
1.500	232.579	200.000	5.20	5.20	232.579

4.3 Rotura de borde de hormigón en dirección x-

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β	
101	20.0	1.700	0.103	0.073	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
95	90488	40613			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{a,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1.000	1.000	2.500	0	1.000	1.400
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	α_{gap}	α_{seis}	$V_{Rk,c,seis}$ [kN]		
23.282	1.000	0.850	154.327		
$\gamma_{M,c,seis}$	$V_{Rd,c,seis}$ [kN]	$V_{Sd,seis}$ [kN]	$\delta_{V,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{V,seis(DLS)}$ [mm]	$V_{Rd,c,seis, reduced}$ [kN]
1.500	102.885	100.000	5.20	5.20	102.885

5 Avisos

- No se considera la redistribución de carga entre los acalajes debido a deformaciones elasticas de la placa. ¡Se asume que la placa es suficientemente rígida, para evitar que se deforme cuando se somete a cargas! ¡Los datos de entrada y resultados deben ser comprobados para verificar que se encuentran conformes con las condiciones existentes y que sean admisible!
- ¡Compruebe la regulación nacional para seleccionar la categoría de comportamiento sísmico adecuada!
- La verificación de la transferencia de cargas al material base debe ser verificada de acuerdo con ETAG(2010) Anexo C (2010) Sección 7! El programa considera que el mortero se instala bajo la placa de anclaje sin formar burbujas de aire y antes de la aplicación de las cargas.
- El diseño es válido sólo en los casos en que el espacio libre de la perforación no sea mayor al dado en la tabla 4.1. de la ETAG 001, Anexo C. Para mayores diámetros, de espacio libre de perforación, ver el capítulo 1.1. de la ETAG 001, Anexo C.
- El diseño por el método ETAG (taladros rellenos) asume que no hay espacio libre entre los anclajes y la placa de anclaje que está presente. Esto materializarse llenando el espacio con mortero de suficiente resistencia a la compresión (por ejemplo, mediante el uso del HILTI set Sísmico /para llenar) o por otros medios adecuados
- La resistencia del anclaje considerada para este diseño es válida SOLO si se instala el set dinámico en obra según IFU cuando se selecciona arandela sísmica.
- La lista de accesorios en este informe es sólo para información del usuario. En cualquier caso, las instrucciones para el uso, mostrados en el producto, deben ser seguidas para asegurar una correcta instalación.

Empresa:
Proyectista:
Dirección:
Teléfono I Fax: |
E-mail:

Página:
Proyecto:
Sub Proyecto I Pos. No.:
Fecha:

4
BIBLITECA PÚBLICA
MUROS DE HA/HP
05/11/2016

¡La fijación cumple los criterios de diseño!

Empresa:
 Proyectista:
 Dirección:
 Teléfono I Fax: |
 E-mail:

Página:
 Proyecto:
 Sub Proyecto I Pos. No.:
 Fecha:

5
 BIBLIOTECA PÚBLICA
 MUROS DE HA/HP
 05/11/2016

6 Datos de instalación

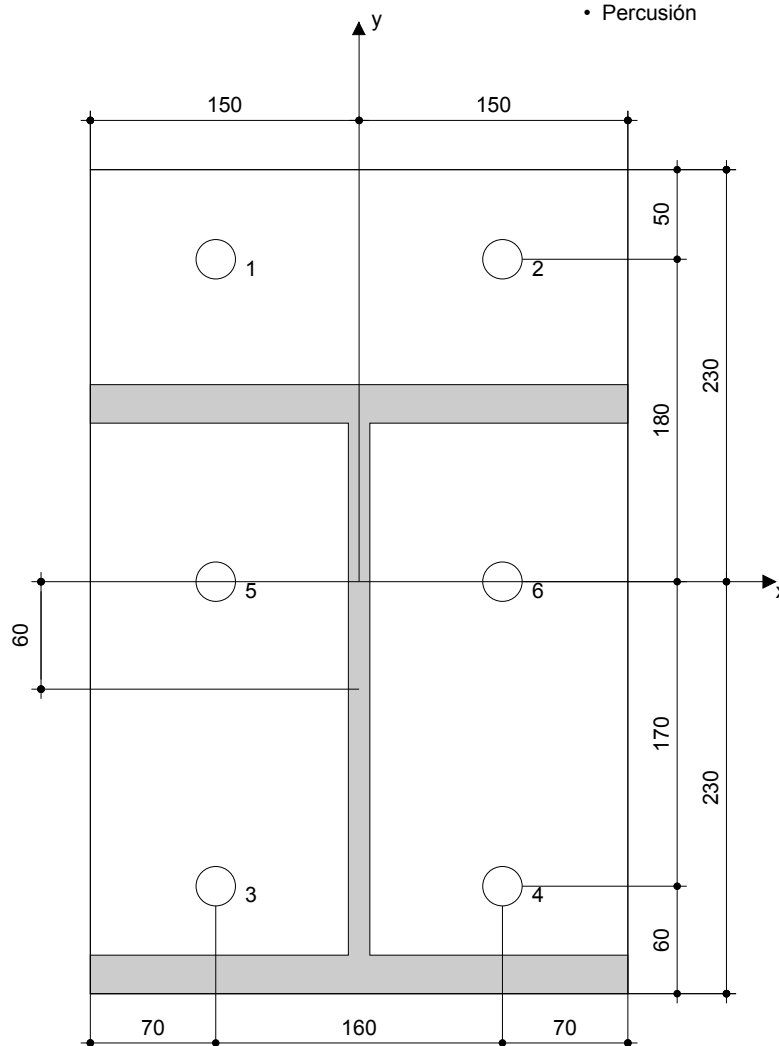
Placa de anclaje, acero: -
 Perfil: IPB/HEB; 340 x 300 x 12 x 22 mm
 Diámetro de taladro en chapa: $d_t = 22$ mm
 Espesor de placa (introducir): 20 mm
 Espesor de placa recomendado: no calculado
 Método de perforación: Martillo perforador
 Limpieza: Se requiere limpieza manual del taladro

Tipo y tamaño de anclaje: HST3 M20 hef2
 Par de apriete de instalación: 0.180 kNm
 Diámetro de taladro en material base: 20 mm
 Profundidad de taladro (min/max): 126 mm
 Mínimo espesor del material base: 200 mm

Espacio relleno con el Set dinámico M de Hilti20 mm
http://download.hilti.biz/data/techlib/help/IFU_Seismic-Filling-Set.pdf

6.1 Accesorios recomendados

Taladro	Limpieza	Instalación
<ul style="list-style-type: none"> Rotopercusión Tamaño adecuado de broca 	<ul style="list-style-type: none"> Bombín de limpieza 	<ul style="list-style-type: none"> Set Sísmico/para llenar Llave dinamométrica Percusión



Coordenadas del anclaje mm

Anclaje	x	y	C _{-x}	C _{+x}	C _{-y}	C _{+y}
1	-80	180	95	-	-	-
2	80	180	255	-	-	-
3	-80	-170	95	-	-	-

Anclaje	x	y	C _{-x}	C _{+x}	C _{-y}	C _{+y}
4	80	-170	255	-	-	-
5	-80	0	95	-	-	-
6	80	0	255	-	-	-

Empresa:
Proyectista:
Dirección:
Teléfono I Fax: |
E-mail:






Página:
Proyecto:
Sub Proyecto I Pos. No.:
Fecha:

6
BIBLITECA PÚBLICA
MUROS DE HA/HP
05/11/2016

7 Observaciones;comentarios

- Toda la información y todos los datos contenidos en el software sólo se refieren a la utilización de los productos Hilti y están fundados en principios, fórmulas y normativas de seguridad conformes a las consignas técnicas de Hilti y en instrucciones de operación, montaje, ensamblaje, etc., que el usuario debe seguir exhaustivamente. Todas las cifras que en ellos constan son medias; por lo tanto, se deben realizar pruebas específicas de utilización antes de la utilización del producto Hilti aplicable. Los resultados de los cálculos ejecutados mediante el software reposan básicamente en los datos que usted introduce en el mismo. Por lo tanto, es usted el único responsable de la inexistencia de errores, de la exhaustividad y la pertinencia de los datos introducidos por usted mismo. Asimismo, es usted el único responsable de la verificación de los resultados del cálculo y de la validación de los mismos por un experto, en especial en lo referente al cumplimiento de las normas y permisos aplicables previamente a su utilización, en particular para su aplicación. El software sólo sirve de ayuda para la interpretación de las normas y permisos sin ninguna garantía con respecto a la ausencia de errores, la exactitud y la pertinencia de los resultados o su adaptación a una determinada aplicación.
- Debe usted tomar todas las medidas necesarias y razonables para impedir o limitar los daños causados por el software. En especial, debe usted tomar sus disposiciones para efectuar regularmente una salvaguarda de los programas y de los datos y, de ser aplicable, ejecutar las actualizaciones regularmente facilitadas por Hilti. Si no utiliza la función AutoUpdate del software, debe usted comprobar que en cada caso usted utiliza la versión actual y puesta al día del software, ejecutando actualizaciones manuales a través del Sitio Web Hilti. Hilti no será considerada como responsable por cualquier consecuencia, tal y como la necesidad de recuperar necesidades o programas perdidos o dañados, que se deriven de un incumplimiento, por su parte, de sus obligaciones.

HST3 (-R) sujeto a:

Tamaño de anclaje	M8	M10	M12	M16	M20	M24
Martillo de perforación* 	TE2(-A) – TE30(-A)				TE40 – TE70	
Perforación de diamante* 	DD-30W, DD-EC1					
Herramienta de ajuste* 	Herramienta de ajuste HS-SC				-	
Perforación broca hueca* 	-		TE-CD, TE-YD			
Set sísmico/Set de relleno** 	Set Sismico/Relleno M8-M20 (Carbono y acero inoxidable A4)					-

***Métodos de instalación incluidos en ETA-98/0001**

****Set dinámico necesario para rellenar el espacio entre el anclaje y la placa**
 No espacio anular, resistencia de cálculo doble (espacio=1)

ANEXO II : CATÁLOGOS

EL PRETENSADO FREYSSINET

EL SISTEMA DEL INVENTOR DE HORMIGÓN PRETENSADO



D I S E Ñ A R , C O N S T R U I R , M A N T E N E R



FREYSSINET
SUSTAINABLE TECHNOLOGY

UN PRETENSADO DE ALTA DURACIÓN

ÍNDICE

ATE y Marcado CE	p 3
El pretensado de gran potencia de la gama C	p 4 a 17
- Anclajes	p 7
- Categorías de uso	p 8
- Disposición	p 10
- Zunchado	p 11
- Acopladores (CI, CU, CC, CM)	p 14 a 16
- Anclajes pasivos	p 17
Anclajes de la gama F para elementos finos	p 19 a 25
- Pretensado interior	p 20
- Acopladores	p 22
- Disposición	p 23
- Zunchados	p 24
- Anclajes pasivos	p 25
Componentes comunes de las gamas C y F	p 26 a 29
- Cordones de pretensado	p 26
- Conductos de pretensado	p 27 a 28
- Productos de inyección	p 29
Instalación	p 30 a 35
- Colocación y tesado (conductos, placas de anclaje, cordones, anclajes)	p 30
- Gatos para anclaje de la gama C	p 31
- Gatos para anclaje de la gama F	p 33
- Inyección y sellado	p 34
- Purgas y toma de inyección	p 35

Freyssinet, empresa pionera en el ámbito del pretensado, no ha abandonado nunca su espíritu innovador, por lo que ahora está en posición de ofrecer un sistema de pretensado completo que conjuga grandes prestaciones con durabilidad.

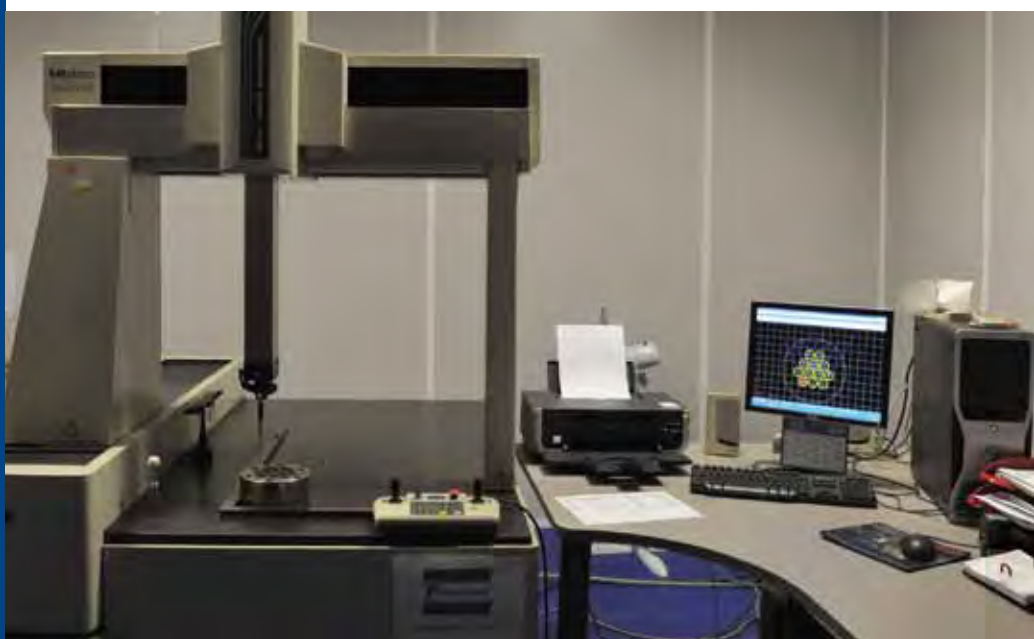
Los servicios técnicos de Freyssinet garantizan el diseño de los anclajes, los gatos y los equipos de colocación, y además cuentan con un centro de ensayos (en el que destaca un banco de tracción de 2.000 toneladas) y un laboratorio de formulación para la lechada de pretensado.

Para garantizar una prestación de calidad a todos sus clientes, repartidos por todo el mundo, Freyssinet fabrica sus anclajes en su filial industrial FPC (Freyssinet Product Company) y centraliza los equipos de obra en su parque de material.



De forma paralela, Freyssinet forma a sus equipos en materia de colocación del pretensado en todas sus filiales. La **PT Academy** es el centro de formación en pretensado de Freyssinet. Cada año entrega a sus alumnos diplomas que certifican la competencia de los encargados (DTP), de los técnicos especializados (CMP) y de los operarios (OP).

Los modelos C y F de los anclajes de pretensado de Freyssinet ya han demostrado en estructuras de todo el mundo que cumplen los requisitos de ejecución más exigentes: tableros y pilares de puentes, recintos de reactores nucleares, depósitos de gas natural licuado, plataformas en mar abierto, torres eólicas, etc. Freyssinet ha desarrollado una solución optimizada para cada aplicación concreta.



APROBACIÓN TÉCNICA EUROPEA (ATE) Y MARCADO CE

Freyssinet está en posesión de la Aprobación Técnica Europea (ATE) nº ETA 06/0226 para el sistema de pretensado que incluye las gamas de anclajes:

- C para los cables de 3 a 55 cordones.
- F para los cables de 1 a 4 cordones.

Como complemento indispensable para esta aprobación, Freyssinet también ha obtenido la certificación de conformidad CE: certificado 1683-CPD-0004. La Aprobación Técnica Europea se entrega tras la realización de los ensayos definidos en la ETAG 013, la guía de Aprobación Técnica Europea para los kits de pretensado de estructuras mediante postensado. Un organismo certificado realiza un seguimiento continuo de la ATE y del marcado CE.

El kit de pretensado incluye todos los elementos que componen un cable completo.

Componentes específicos

- Bloques de anclaje pasivo y activo
- Acopladores fijos y móviles
- Cuñas
- Tromplacas
- Capots de protección
- Vainas de plástico

Componentes estándares

- Vainas y conductos metálicos
- Cordones de pretensado
- Materiales de protección anticorrosión

Por razones prácticas, el zunchado suele realizarlo la empresa general.

El diseñador verificará que las disposiciones adoptadas para su proyecto a partir de los elementos que aparecen en este catálogo cumplen la legislación local vigente.



ETAG 013 - "Aprobación Técnica Europea" y el "Certificado de conformidad CE" asociado



Viaducto del Sioule, Francia

EL PRETENSADO DE GRAN POTENCIA DE LA GAMA C

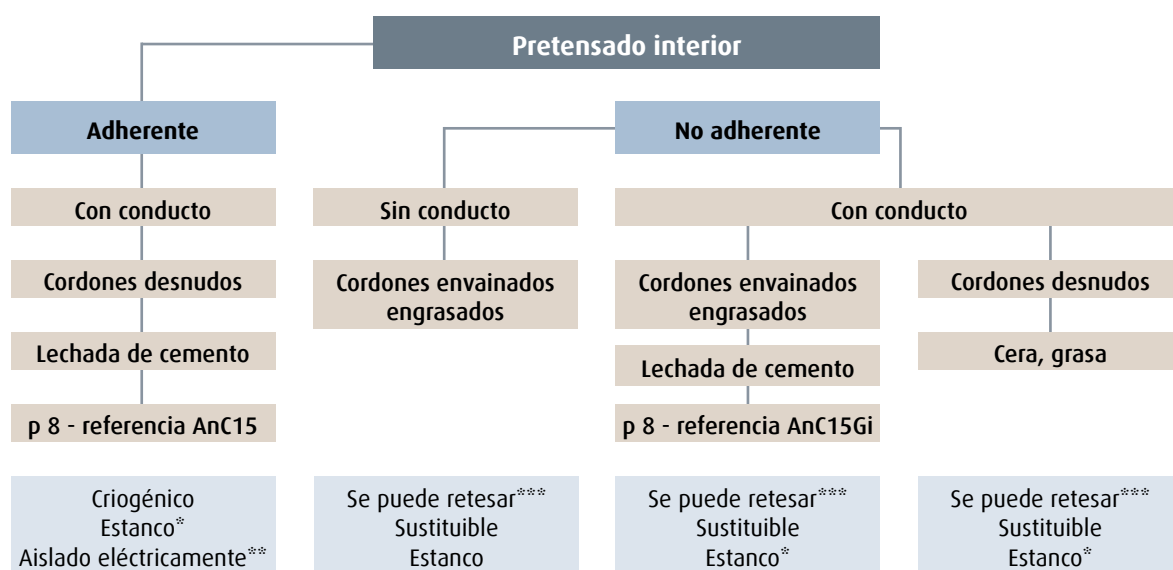
Categorías de uso

El sistema de pretensado de la gama C ha sido diseñado y certificado para distintos tipos de aplicaciones:

- Empleo de cordones T13 y T15 de todas las clases (1770 ó 1860 MPa), incluidos los cordones galvanizados o envainados y engrasados.
- Unidades de pretensado de hasta 55 cordones.

Se puede utilizar en pretensados **interiores o exteriores** para estructuras de hormigón, acero, madera o mampostería:

- Adherente o no adherente
- Con o sin conducto
- Con posibilidad de retesado
- Sustituible
- Sustituible, regulable
- Con posibilidad de detesado
- Con aislamiento eléctrico
- Para aplicaciones criogénicas.



*mediante una vaina estanca continua **mediante disposiciones especiales - página 9

***mediante la conservación de la longitud sobrante de los cordones

Configuraciones de pretensado interior adherente

El modo de uso más habitual de la gama C con pretensado interior adherente se basa en el empleo de cordones desnudos lubricados en una vaina corrugada con fleje metálico, galvanizada o no, que puede curvarse manualmente y en la que se inyecta una lechada de cemento después del tesado de los cordones. En las zonas curvadas y para reducir el coeficiente de rozamiento de los cordones con la vaina, Freyssinet propone un sistema de lubricación de serie del fleje realizado siguiendo un procedimiento único que Freyssinet denomina LFC.

Si se desea aumentar la vida útil del pretensado o en el caso de aplicaciones en entornos muy agresivos por lo que respecta a la corrosión del acero del pretensado, la vaina de fleje metálico puede sustituirse por una vaina de plástico estanca (también pueden sustituirse las conexiones entre elementos). Freyssinet ha desarrollado la vaina de pretensado Plyduct®, una vaina de PEAD con un



perfil corrugado que garantiza la adherencia del cable a la estructura. El espesor de la vaina se determina en función de las presiones laterales que se producen en las zonas curvas y de los desplazamientos que experimentan los cordones durante el tesado.

En el caso de las estructuras para entornos marinos, Freyssinet propone el uso de un conducto metálico estanco formado por tubos lisos muy gruesos con juntas resistentes, revestidos y colmatados con resina mediante un manguito termorretráctil.

Para las estructuras compuestas por elementos prefabricados con juntas combinadas, Freyssinet ha desarrollado el acoplador de vaina Liaseal®. Este acoplador plástico garantiza la estanquidad frente a la penetración de aguas de infiltración entre las juntas de las dovelas.

Para cada configuración existe un modo idóneo de protección de las cabezas de anclaje: puede tratarse de sellado (hormigonado de la cabeza de anclaje en un cajetín) o de un capot permanente de fundición (galvanizada o pintada) o de plástico e inyectada con el mismo producto de protección empleado en la sección principal del cable.

Para proteger los cables de las corrientes de fuga o efectuar el control eléctrico de la estanquidad de las vainas de plástico, Freyssinet ofrece también un sistema de pretensado con aislamiento eléctrico basado en el uso de una placa aislante bajo la cabeza de anclaje, y de una vaina y una tapa de plástico que forman un revestimiento continuo y estanco en torno a los torones.

Configuraciones de pretensado interior no adherente

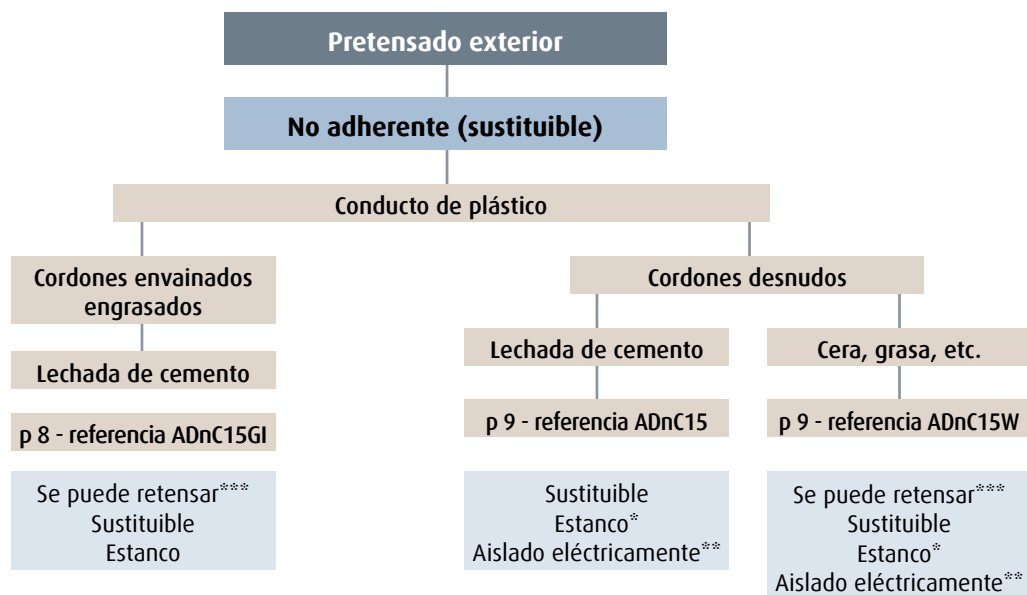
Los cables de pretensado no adherente se usan esencialmente para aplicaciones que implican la necesidad de medir la tensión del cable, de volver a tesarlo o de aflojarlo y sustituirlo.

Se puede obtener un pretensado no adherente simplemente utilizando un producto de protección anticorrosión blando como sustituto de la lechada de cemento, generalmente grasa o cera especialmente diseñadas para esta función. En este caso, se prestará especial atención a la estanquidad de los conductos.

Para aumentar la vida del pretensado colocando varias barreras de protección contra la corrosión o para permitir, por ejemplo, la sustitución individual de los cordones, Freyssinet recomienda utilizar cordones protegidos con grasa y revestidos con una vaina individual de PEAD. Estas armaduras pueden colocarse en un conducto inyectado con lechada de cemento antes del tesado del cable o bien pueden incorporarse directamente en el entramado antes del hormigonado.



Puente Pierre Pflimlin, Estrasburgo (Francia)



*mediante una vaina estanca continua

**mediante disposiciones especiales - página 9

***mediante la conservación de la longitud sobrante de los cordones



Configuraciones de pretensado exterior

El pretensado exterior se adapta a la perfección a los elementos de hormigón con un espesor reducido y permite examinar fácilmente la sección principal de los cables.

El uso más habitual de la gama C en pretensado exterior se basa en el empleo de cordones colocados en los tramos de tubos de PEAD gruesos, unidos mediante soldadura por espejos y en los que se inyecta lechada de cemento tras el teso del cable.

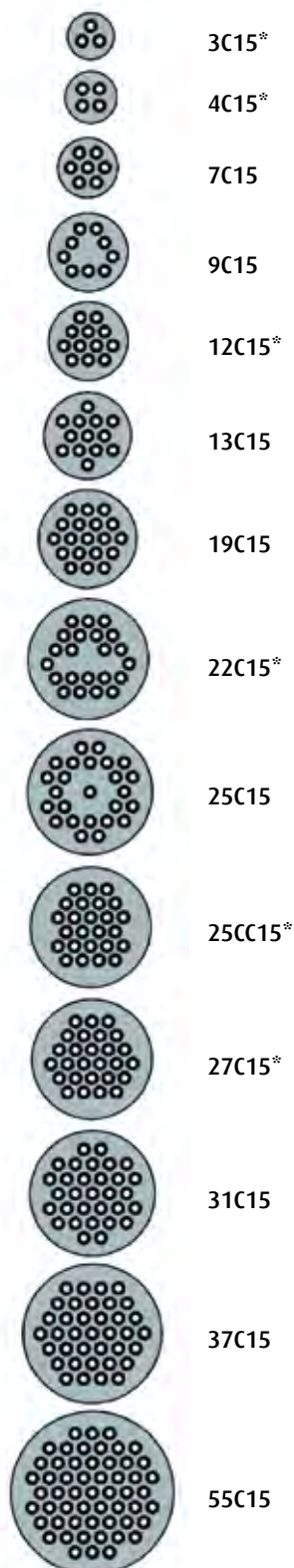
Para que sea posible desmontar el cable sin dañar la estructura, los conductos se componen de tuberías dobles a la altura de las secciones cruzadas en el hormigón, es decir, en las desviaciones y en las riostras de anclaje. El tubo de PEAD pasa al interior de un tubo de encofrado rígido y metálico que permite disociar el cable de la estructura y repartir los esfuerzos transversales provocados por la desviación lateral.

En el caso de los cables cuyos cordones son independientes unos de otros, Freyssinet recomienda utilizar cordones protegidos con grasa y revestidos con una vaina individual de PEAD y colocarlos en un conducto inyectado con lechada de cemento antes de tesar el cable. Esta disposición tiene la ventaja de aumentar la vida del pretensado, debido a que se colocan varias barreras de protección contra la corrosión, y de permitir, por ejemplo, la sustitución individual de los cordones.

Otra solución consiste en inyectar el cable con un producto anticorrosión blando, como una grasa o una cera especialmente diseñadas para esta función. En este caso, debe prestarse especial atención a la inyección en caliente de estos productos.

ANCLAJE DE LA GAMA C

Unidad de anclajes



* Configuración de los cordones en el anclaje sin cordón central.

Composición

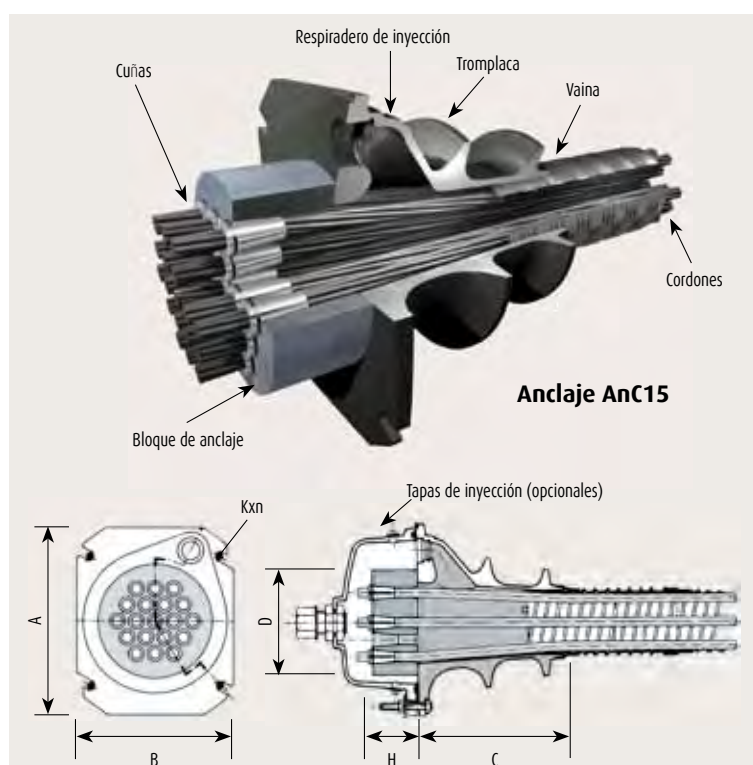
Los anclajes están formados por:

- Cuñas que garantizan un anclaje eficaz con esfuerzos estáticos o dinámicos.
- Bloques de anclaje de acero circulares y con perforaciones troncocónicas.
- Tromplacas de anclaje de hierro fundido y varias capas para una mejor difusión del esfuerzo de pretensado en el hormigón.
- Un capot permanente opcional.

Anclajes compactos

Las reducidas dimensiones de los anclajes de la gama C permiten:

- Una disminución del espesor de las vigas y las almas de los cajones.
- Una mejor concentración de los anclajes en los empalmes.
- Una desviación mínima de los cordones.



Unidades	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4

Todas las unidades cuentan con marcado

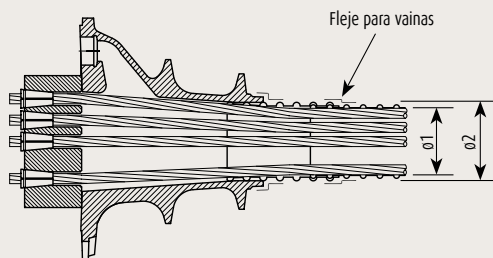
ANCLAJE DE LA GAMA C (CONTINUACIÓN)

Categorías de uso

- PARA PRETENSADO INTERIOR
ADHERENTE EN CORDONES DESNUDOS
CON INYECCIÓN DE LECHADA DE
CEMENTO

Unidades	Ø1* (mm)	Ø2** (mm)
3C15	40	45
4C15	45	50
7C15	60	65
9C15	65	70
12C15	80	85
13C15	80	85
19C15	95	100
22C15	105	110
25C15	110	115
25CC15	110	115
27C15	115	120
31C15	120	125
37C15	130	135
55C15	160	165

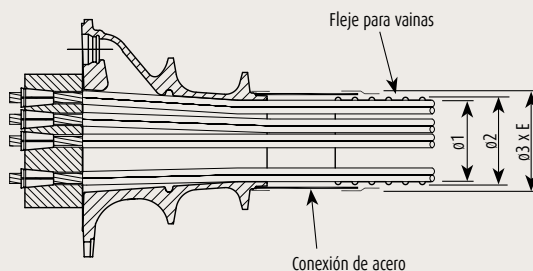
AnC15



- PARA PRETENSADO INTERIOR
NO ADHERENTE EN CORDONES
ENVAINADOS Y ENGRASADOS CON
INYECCIÓN DE LECHADA DE CEMENTO

Unidades	Ø1* (mm)	Ø2** (mm)	Ø3 (mm)	E (mm)
3C15	40	45	70	2,9
4C15	65	70	82,5	3,2
7C15	65	70	82,5	3,2
9C15	80	85	101,6	5
12C15	95	100	114,3	3,6
13C15	95	100	114,3	3,6
19C15	115	120	133	4
22C15	120	125	139,7	4
25C15	130	135	152,4	4,5
25CC15	130	135	152,4	4,5
27C15	130	135	152,4	4,5
31C15	145	150	177,8	5
37C15	145	150	177,8	5

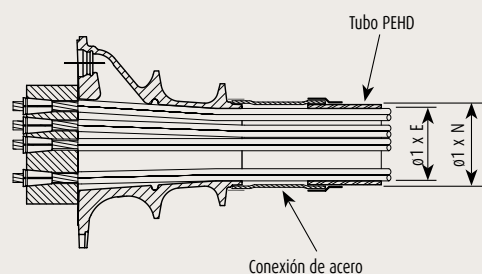
AnC15GI



- PARA PRETENSADO EXTERIOR
NO ADHERENTE EN CORDONES
ENVAINADOS Y ENGRASADOS CON
INYECCIÓN DE LECHADA DE CEMENTO

Unidades	Ø1* (mm)	E (mm)	Ø2** (mm)	N (mm)
3C15	70	2,9	63	4,7
4C15	82,5	3,2	75	5,5
7C15	82,5	3,2	90	6,6
9C15	101,6	5	90	6,6
12C15	114,3	3,6	110	5,3
13C15	114,3	3,6	110	5,3
19C15	133	4	125	6
22C15	139,7	4	125	6
25C15	152,4	4,5	140	6,7
25CC15	152,4	4,5	140	6,7
27C15	152,4	4,5	140	6,7
31C15	177,8	5	160	7,7
37C15	177,8	5	160	7,7
55C15	219,1	6,3	200	9,6

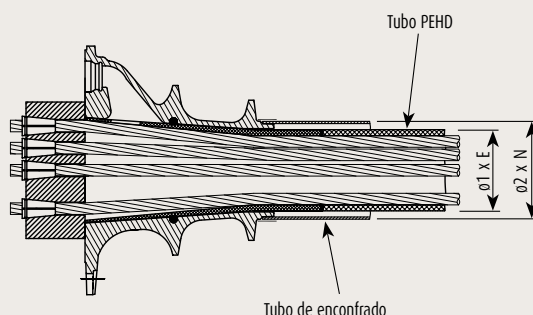
ADnC15GI



* Verificar el espesor de la vaina en función de la normativa aplicable.
** Ø : diámetro interior del conducto estriado/ exterior de conductos de polietileno o de acero. * y **: dimensiones mínimas recomendadas.

► PARA PRETENSADO EXTERIOR
NO ADHERENTE EN CORDONES
DESNUDOS CON INYECCIÓN DE
LECHADA DE CEMENTO

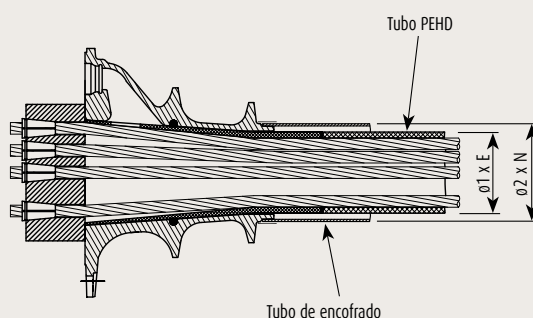
ADnC15



Unidades	Ø1* (mm)	E (mm)	Ø2** (mm)	N (mm)
3C15	50	3,7	70	2,9
4C15	63	4,7	82,5	3,2
7C15	63	4,7	82,5	3,2
9C15	75	5,5	101,6	5
12C15	90	6,6	114,3	3,6
13C15	90	6,6	114,3	3,6
19C15	110	5,3	133	4
22C15	110	5,3	139,7	4
25C15	125	6	152,4	4,5
25CC15	125	6	152,4	4,5
27C15	125	6	152,4	4,5
31C15	140	6,7	177,8	5
37C15	140	6,7	177,8	5

► PARA PRETENSADO EXTERIOR
NO ADHERENTE CON CORDONES
DESNUDOS E INYECCIÓN DE
PRODUCTO BLANDO

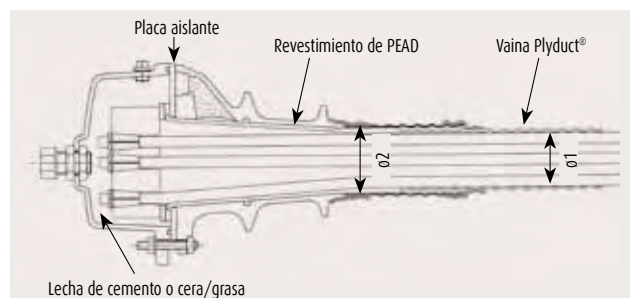
ADnC15W



Unidades	Ø1* (mm)	E (mm)	Ø2** (mm)	N (mm)
3C15	50	3,7	70	2,9
4C15	63	4,7	82,5	3,2
7C15	63	4,7	82,5	3,2
9C15	75	5,5	101,6	5
12C15	90	6,6	114,3	3,6
13C15	90	6,6	114,3	3,6
19C15	110	8,1	133	4
22C15	110	8,1	139,7	4
25C15	125	9,2	152,4	4,5
25CC15	125	9,2	152,4	4,5
27C15	125	9,2	152,4	4,5
31C15	140	10,3	177,8	5
37C15	140	10,3	177,8	5

► PARA PRETENSADO CON AISLAMIENTO
ELÉCTRICO

Los cables provistos de anclajes de la gama C pueden revestirse con un envainado continuo no conductor para obtener un sistema de pretensado aislado eléctricamente. Suelen utilizarse en las estructuras ferroviarias en las que las corrientes de fuga pueden comprometer la durabilidad de los cables.



Unidades	Ø1* (mm)	Ø2** (mm)
3C15	40	45
4C15	45	50
7C15	60	65
9C15	65	70
12C15	80	85
13C15	80	85
19C15	95	100
22C15	105	110
25C15	110	115
25CC15	110	115
27C15	115	120
31C15	120	125
37C15	130	135
55C15	160	165

* Verificar el espesor de la vaina en función de la normativa aplicable.

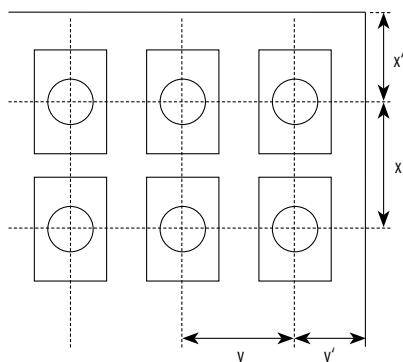
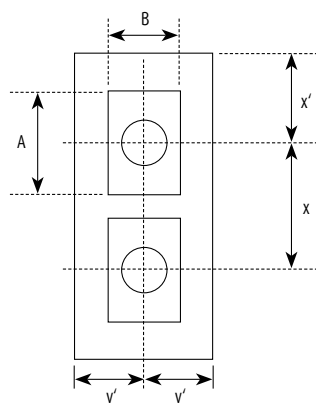
** Ø : diámetro interior del conducto estriado/ exterior de conductos de polietileno o de acero. * y **: dimensiones mínimas recomendadas.

DISPOSICIONES DE ANCLAJES DE LA GAMA C

Los anclajes deben estar situados a una distancia suficiente de la pared y han de estar separados según una distancia entre ejes mínima. Estas distancias se obtienen a partir de las dimensiones a y b de los montajes de los ensayos realizados en el marco del procedimiento de la Aprobación Técnica Europea. A continuación aparecen los anclajes dispuestos en función de las direcciones normales: x e y , con el lateral de menor tamaño de la placa de anclaje orientada según el eje y .

Notación

- A, B : dimensiones en plano de la placa de anclaje ($A \geq B$).
- a, b : dimensiones del prisma de prueba ($a \geq b$).
- x, y : la distancia entre ejes de los anclajes en las direcciones x e y .
- x', y' : la distancia desde el anclaje al paramento más cercano en las direcciones x e y .
- $f_{cm,0}$: la resistencia media del hormigón a la compresión medida en el cilindro antes del tesado.



Las dimensiones x e y deben satisfacer las siguientes condiciones:

- $x \geq A + 30$ (mm)
- $y \geq B + 30$ (mm)
- $x \cdot y \geq a \cdot b$
- $x \geq 0,85 a$
- $y \geq 0,85 b$
- $x' \geq 0,5 x + \text{revestimiento del hormigón} - 10$ (mm)
- $y' \geq 0,5 y + \text{revestimiento del hormigón} - 10$ (mm)

Distancias a y b

	$a = b$ (mm)		
	$f_{cm,0}$ (MPa)		
Unidades	24	44	60
3C15	220	200	180
4C15	250	220	200
7C15	330	260	240
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440
27C15	650	480	470
31C15	690	520	500
37C15	750	580	540
55C15	1070	750	690

En la tabla aparecen los valores a y b para tres clases distintas de resistencias del hormigón $f_{cm,0}$.

Si al realizar el proyecto se prevé un valor $f_{cm,0}$ distinto a los valores indicados en la tabla, se puede proceder por interpolación lineal para determinar los valores x e y . No obstante, no se podrá tensar al máximo cuando $f_{cm,0}$ sea inferior al menor de los valores indicados en la tabla que aparece en la tabla.

Si el proyecto prevé un tesado parcial o un índice de tesado inferior al mínimo $[0,8 F_{pk}; 0,9 F_{p0,1\%}]$, se puede proceder por interpolación para determinar el valor requerido de $f_{cm,0}$ teniendo en cuenta que con el 50% de la fuerza máxima, la resistencia necesaria para el hormigón puede llegar a los 2/3 de los valores indicados en las tablas anteriores y que con el 30% de esta fuerza, la resistencia que requiere el hormigón puede ser equivalente a la mitad de dichos valores.

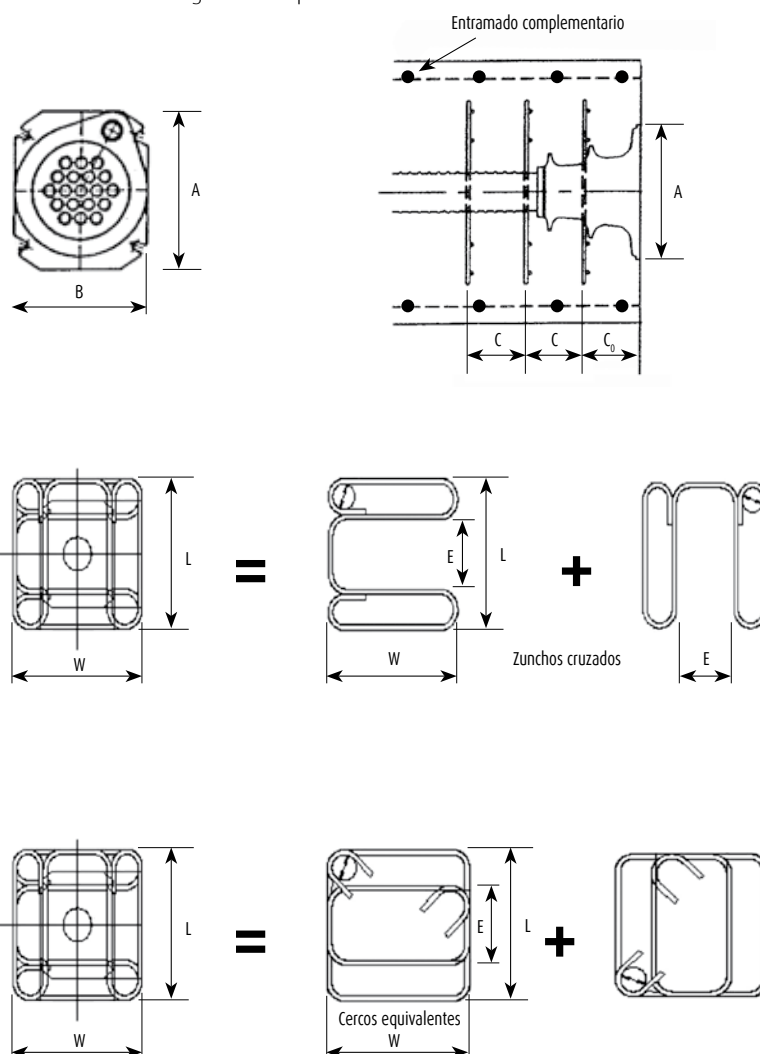
ZUNCHADO DE LOS ANCLAJES DE LA GAMA C

Las fuerzas concentradas que ejercen las unidades pretensadas imponen la necesidad de instalar un zunchado junto a los anclajes en el caso de las estructuras de hormigón. Este entramado local incluye un zunchado de rotura y los elementos de acero complementarios. Se ha definido el zunchado de rotura de tal modo que queda asegurado mediante zunchos cruzados o zunchado helicoidal para poder tener en cuenta las disposiciones constructivas habituales en determinados países.

Los zunchos que se indican en las tablas que aparecen a continuación se deducen de las armaduras empleadas en los prismas de ensayo y para una resistencia cilíndrica del hormigón de 24 ó 44 MPa. Si la resistencia del hormigón es de 60 MPa, debe consultarse la Aprobación Técnica Europea del sistema Freyssinet. Si se trata de otras resistencias, se podrán interpolar los valores indicados en las tablas.

1/ Zunchos cruzados (cercos)

Los esquemas que aparecen a continuación definen la disposición general del zunchado de rotura en caso de que se empleen zunchos cruzados. En cada capa se colocan dos zunchos cruzados. Por razones prácticas, un zuncho puede sustituirse por dos cercos cuya sección tenga una resistencia equivalente como se muestra en el siguiente esquema.



ZUNCHADO DE LOS ANCLAJES DE LA GAMA C (CONTINUACIÓN)

En el caso de anclajes con varias filas, normalmente las dimensiones W y L son iguales al valor L₀ que aparece en las siguientes tablas. Por el contrario, en el caso de los anclajes en una sola fila, W se reduce y L aumenta, aunque siempre respetando el valor mínimo de E indicado en las siguientes tablas.

Las características del zunchado de rotura varían en función de la resistencia media en compresión del hormigón durante el tensado: $f_{cm,0}$ (medida sobre el cilindro). En estas tablas aparece la descripción para dos valores de resistencia.

Unidades	Zunchos cruzados o cercos equivalentes (FeE 235)							(B500) Elementos de acero complementarios (cercos)		
	Número de capas	Co (mm)	C (mm)	Diámetro d (mm)	Diámetro del mandril D (mm)	Distancia centro mínima E (mm)	Dim. sin L ₀ (mm)	Paso (mm)	Diámetro d (mm)	Número
3C15	3	100	75	8	31	90	200	110	8	3
4C15	3	100	75	8	46	90	230	115	12	3
7C15	3	120	90	12	74	130	310	120	12	4
9C15	3	120	110	12	74	140	360	125	14	4
12C15	3	120	120	14	83	160	410	140	16	4
13C15	3	140	125	14	88	170	430	130	16	4
19C15	3	160	125	16	117	200	520	180	20	4
22C15	3	170	140	20	118	215	570	130	16	6
25C15	3	200	160	20	135	220	610	175	20	5
27C15	3	175	170	20	130	250	630	130	20	6
31C15	3	210	150	20	130	255	670	140	20	6
37C15	4	250	225	20	130	270	740	130	25	5
55C15	5	290	200	25	160	340	1050	200	20	6

$f_{cm,0} = 24 \text{ MPa}$

Unidades	Zunchos cruzados o cercos equivalentes (FeE 235)								(B500) Elementos de acero complementarios (cercos)		
	Número de capas	Co (mm)	C (mm)	Tipo	Diámetro d (mm)	Diámetro del mandril D (mm)	Distancia centro mínima E (mm)	Longitud total L ₀ (mm)	Paso (mm)	Diámetro d (mm)	Número
3C15	3	100	75	FC	8	26	90	190	150	8	2
4C15	3	100	75	FC	8	31	90	200	250	8	3
7C15	3	120	90	FC	12	39	130	240	140	10	4
9C15	3	120	110	FC	12	39	140	290	150	14	3
12C15	3	120	120	C	14	84	160	300	240	14	3
13C15	3	140	125	C	14	84	170	330	120	14	4
19C15	3	160	125	C	16	96	200	380	200	16	3
22C15	3	170	140	C	20	120	215	410	160	14	4
25C15	3	200	160	C	20	120	220	440	165	16	3
27C15	3	175	170	C	20	120	250	460	165	16	3
31C15	3	210	190	C	20	120	255	500	210	20	3
37C15	4	250	225	C	20	120	270	600	210	20	4
55C15	4	290	255	C	25	150	340	730	200	20	4

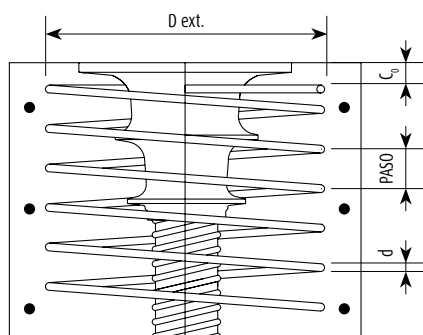
FC: zunchos cruzados o cercos equivalentes

C: sólo cercos

$f_{cm,0} = 44 \text{ MPa}$

2/ Espiras helicoidales

El esquema que aparece en la figura define la disposición general del zunchado de rotura cuando se emplea una espira helicoidal. Esta disposición es especialmente útil en el caso de anclajes aislados.



Zunchado y entramado complementario

Unidades	Zunchado helicoidal (FeE 235)					(B500) Elementos de acero complementarios (cercos)		
	Paso (mm)	Diámetro d (mm)	Número	Co (mm)	Diámetro exterior D (mm)	Paso (mm)	Diámetro d (mm)	Número
3C15	50	8	5	40	160	110	8	3
4C15	60	10	5	40	190	115	10	3
7C15	60	14	6	40	270	120	10	4
9C15	70	14	6	40	320	125	12	4
12C15	70	14	7	40	370	140	16	4
13C15	70	14	7	40	390	130	16	4
19C15	60	16	8	40	470	180	20	4
22C15	70	16	8	40	510	130	20	5
25C15	80	20	7	40	550	150	20	5
27C15	80	20	7	40	570	160	20	5
31C15	80	20	7	40	600	140	20	6
37C15	90	20	7	40	660	130	25	5
55C15	100	25	9	40	930	200	20	6

$f_{cm,0} = 24 \text{ MPa}$



Puente del Corgo, Portugal

Unidades	Zunchado helicoidal (FeE 235)					(B500) Elementos de acero complementarios (cercos)		
	Paso (mm)	Diámetro d (mm)	Número	Co (mm)	Diámetro exterior D (mm)	Paso (mm)	Diámetro d (mm)	Número
3C15	50	8	5	40	150	150	8	2
4C15	60	10	5	40	160	250	8	3
7C15	60	12	6	40	200	140	10	4
9C15	70	14	6	40	250	150	12	3
12C15	50	14	7	40	260	240	14	3
13C15	70	14	7	40	290	120	14	4
19C15	60	16	8	40	320	200	16	3
22C15	70	16	8	40	350	160	14	4
25C15	80	20	7	40	380	165	16	3
27C15	80	20	7	40	400	165	16	3
31C15	80	20	8	40	420	210	16	3
37C15	90	20	9	40	520	210	20	4
55C15	100	25	10	40	650	250	20	3

$f_{cm,0} = 44 \text{ MPa}$

3/ Entramado complementario

El zunchado de rotura debe completarse en la zona de anclaje con el armado complementario utilizado en los prismas de ensayo de transferencia, en forma de cercos como se muestra en los cuadros anteriores o mediante barras de la misma sección correctamente ancladas.

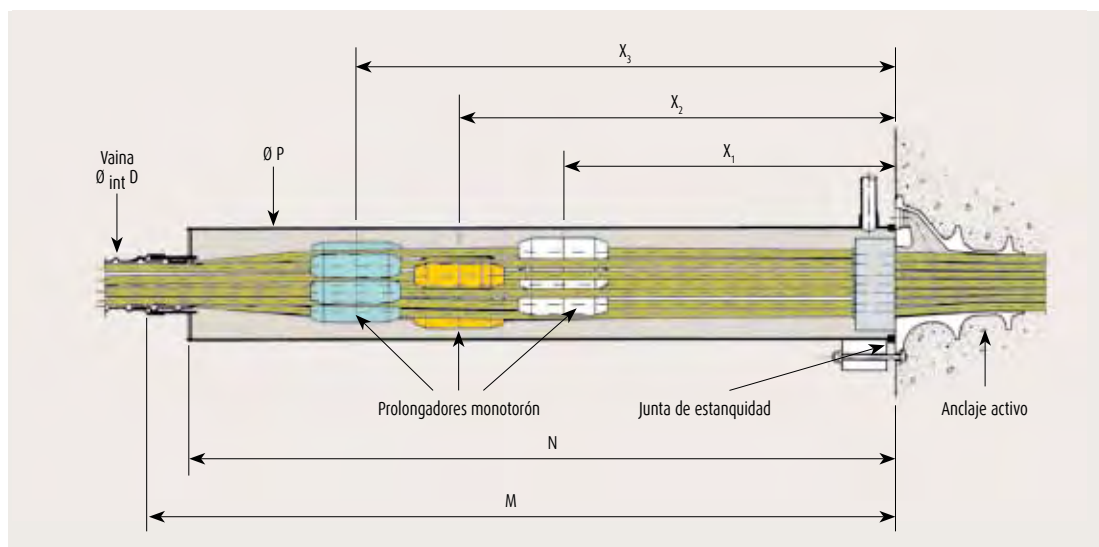
El armado que se muestra en las tablas anteriores normalmente ha de completarse mediante armaduras generales, que no aparecen en las figuras y que deben corresponder al mínimo necesario contra las fisuras y a las armaduras de equilibrio general. La persona encargada de elaborar el proyecto debe verificar el equilibrio general de las zonas de anclaje.

ACOPLADORES FIJOS CI MONOCORDÓN

Es necesario incorporar acopladores cuando una estructura continua está compuesta por fases sucesivas con prolongación de los cables ya colocados, tensados e inyectados en el tramo anterior. Normalmente se utilizan en pretensados interiores.

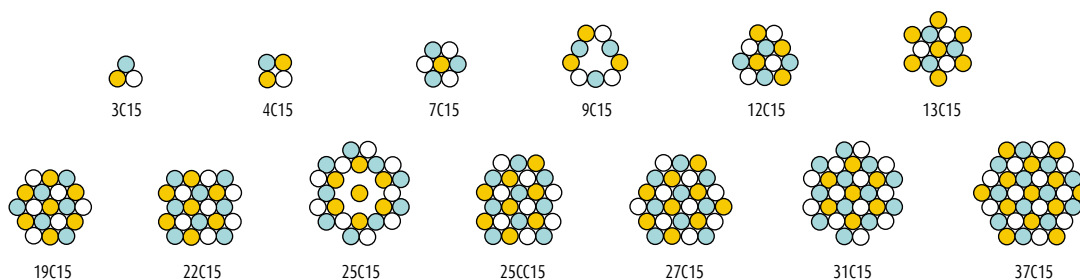
Acopladores fijos CI monocordón

Los acopladores fijos CI permiten conectar el cable secundario al cable primario usando prolongadores monocordón, mecanizados o moldeados, con bloqueo automático mediante un resorte interpuesto entre las dos cuñas opuestas. El anclaje primario es un anclaje gama C. Los prolongadores monocordón dispuestos en tres niveles ofrecen una configuración muy compacta.



Unidades	D (mm)	M (mm)	N (mm)	P (mm)	X ₁ (mm)	X ₂ (mm)	X ₃ (mm)
CI 3C15	40	1050	1000	102	250	500	750
CI 4C15	45	1050	1000	127	250	500	750
CI 7C15	60	1050	1000	127	250	500	750
CI 9C15	65	1100	1050	178	300	500	800
CI 12C15	80	1150	1100	194	300	550	800
CI 13C15	80	1200	1150	219	300	550	800
CI 19C15	95	1200	1150	219	300	550	800
CI 22C15	105	1250	1200	273	350	600	800
CI 25C15	110	1250	1200	273	350	600	850
CI 25CC15	110	1300	1250	273	350	600	850
CI 27C15	115	1300	1250	273	350	600	850
CI 31C15	120	1350	1300	273	400	650	900
CI 37C15	130	1530	1480	324	400	650	900

Todas las unidades cuentan con marcado CE



ACOPLADORES FIJOS CU Y CC MULTICORDÓN

SE PUEDEN USAR DOS TIPOS DE ACOPLADORES MULTICORDÓN:

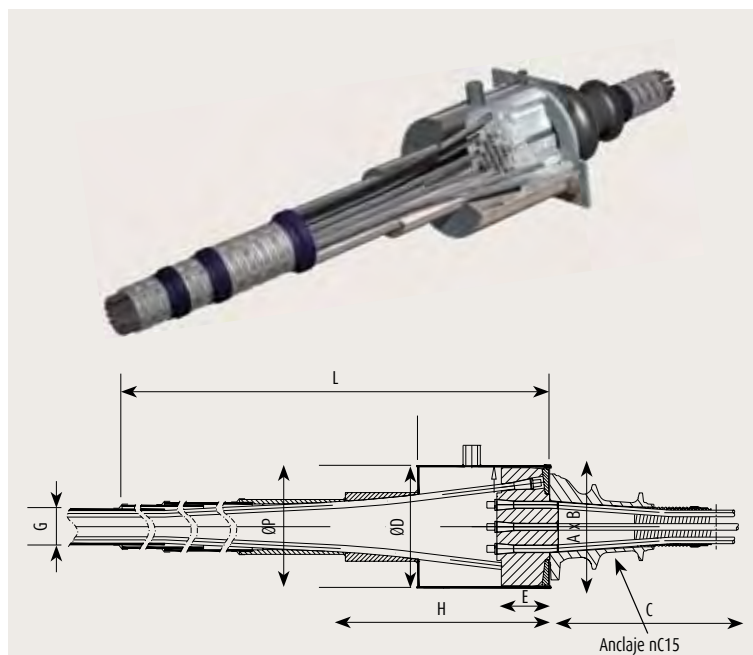
Acopladores tipo CU

El bloque de anclaje usado con estos acopladores está diseñado para recibir las cuñas de anclaje del cable secundario.

Este conjunto está protegido mediante un capot que en uno de sus extremos cuenta con una trompeta para garantizar la conexión con el conducto del cable secundario.

Unidades	A (mm)	B (mm)	C (mm)	G (mm)	ØD (mm)	E (mm)	L (mm)	H (mm)	ØP (mm)
CU 3C15	150	110	120	40	140	120	150	150	150
CU 4C15	150	120	125	45	150	127	150	150	150
CU 7C15	180	150	186	60	200	120	180	180	180
CU 9C15	225	185	260	65	255	122	225	225	225
CU 12C15	240	200	165	80	265	130	240	240	240
CU 13C15	250	210	246	80	276	130	250	250	250
CU 19C15	300	250	256	95	306	140	300	300	300
CU 22C15	330	275	430	105	335	145	330	330	330
CU 25C15	360	300	400	110	346	145	360	360	360
CU 25CC15	350	290	360	110	354	150	350	350	350
CU 27C15	350	290	360	115	354	150	350	350	350
CU 31C15	385	320	346	120	356	150	385	385	385
CU 37C15	420	350	466	130	386	156	420	420	420

Todas las unidades cuentan con marcado



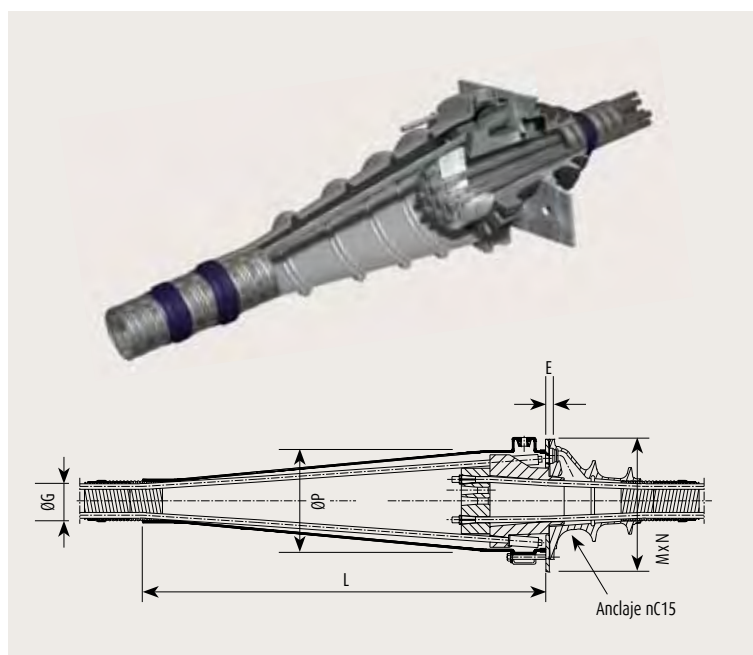
Acopladores de tipo CC

Para estos acopladores, se introduce una corona acanalada entre la placa de anclaje y el bloque de anclaje del cable primario. El cable secundario se ancla por medio de manguitos roscados a esta corona.

Unidades	E (mm)	L (mm)	M x N* (mm)	ØP (mm)	ØG (mm)
CC 3C15**	10	570	220 x 220	210	40
CC 4C15**	10	600	240 x 240	220	45
CC 7C15**	10	670	260 x 260	230	60
CC 9C15**	10	750	290 x 290	270	65
CC 12C15**	10	725	300 x 300	280	80
CC 13C15	10	770	290 x 290	275	80
CC 19C15	12	825	320 x 320	305	95
CC 22C15**	10	885	390 x 390	365	110
CC 25C15	5	900	360 x 360	340	110
CC 27C15**	10	955	390 x 390	365	110
CC 31C15	5	1 110	420 x 420	400	120

*Dimensiones de la placa de mantenimiento.

** Disponibles bajo pedido.

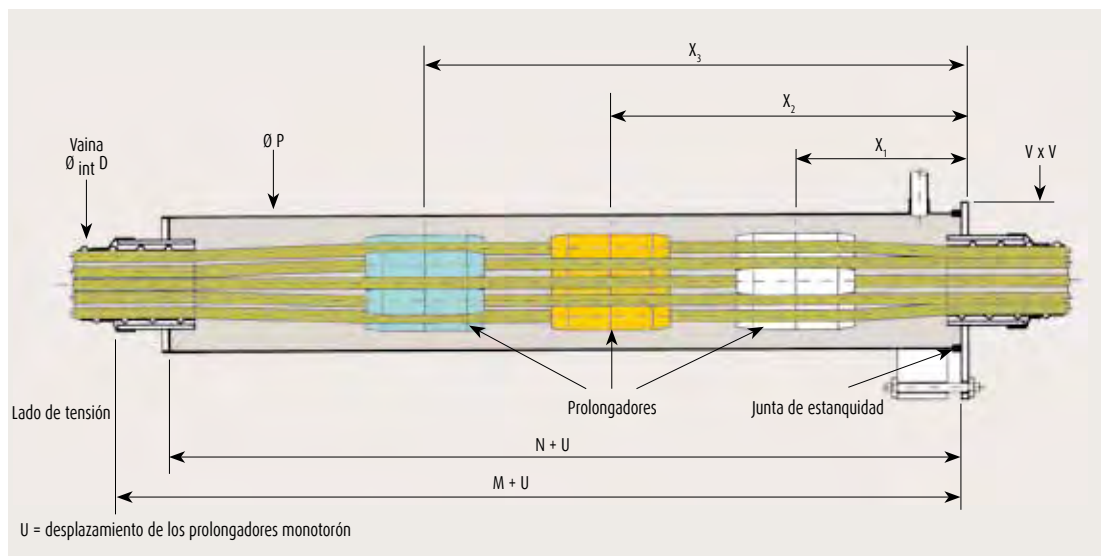


ACOPLADORES MÓVILES CM MONOCORDÓN

Acoplamiento de cables no tensados

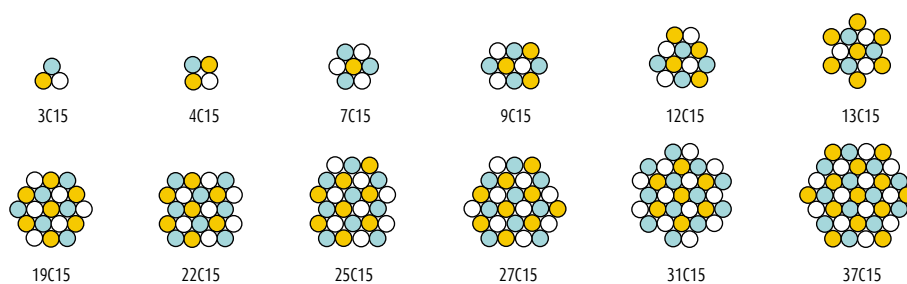
Estos dispositivos de conexión permiten unir totalmente dos cables no tensados.

Esta configuración es similar a la de los acopladores fijos que utilizan los mismos prolongadores individuales, aunque sin anclaje primario. La tapa es más larga para permitir el desplazamiento de los prolongadores durante el tesado del cable completo.



Unidades	D (mm)	M (mm)	N (mm)	P (mm)	X ₁ (mm)	X ₂ (mm)	X ₃ (mm)	V (mm)
CM 3C15	40	1050	1000	102	250	500	750	130
CM 4C15	45	1050	1000	108	250	500	750	140
CM 7C15	60	1050	1000	114	250	500	750	150
CM 9C15	65	1100	1050	159	300	550	800	200
CM 12C15	80	1150	1100	159	300	550	800	200
CM 13C15	80	1200	1150	168	300	550	800	200
CM 19C15	95	1200	1150	194	300	550	800	230
CM 22C15	105	1250	1200	219	350	600	800	230
CM 25C15	110	1250	1200	219	350	600	850	250
CM 27C15	115	1300	1250	219	350	600	850	250
CM 31C15	120	1350	1300	244	400	650	900	280
CM 37C15	130	1530	1480	273	400	650	900	310

Todas las unidades cuentan con marcado CE

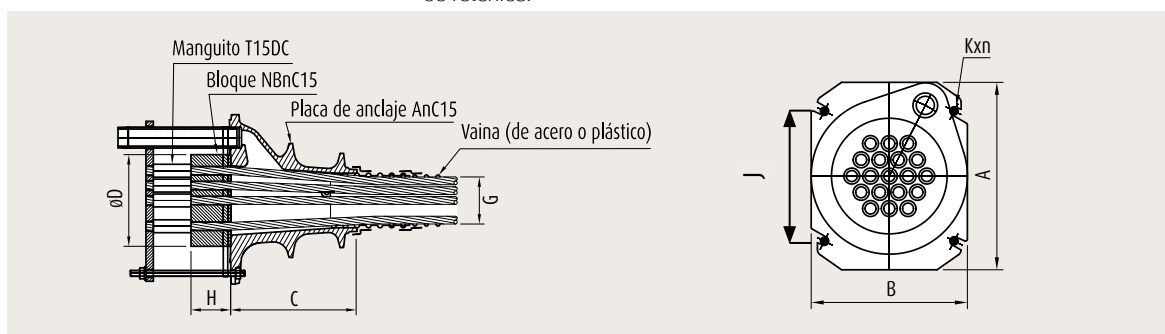


ANCLAJES PASIVOS

Existen tres tipos de anclajes pasivos embebidos en el hormigón que se utilizan en combinación con los anclajes activos de la gama C: NB, N y G. Los cables se colocan antes del hormigonado.

Anclaje pasivo de tipo NB

Los anclajes NB están formados por un bloque de anclaje con perforaciones cilíndricas sobre el que se apoyan los manguitos roscados sustentados por una placa trasera de retenida.



Unidades	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	G (mm)	J (mm)	Kxn
3C15	150	110	120*	85	50	40**	91	M10x2
4C15	150	120	125*	95	50	45***	101	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	60	128	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	65	153	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	80	168	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	80	168	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	95	208	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	105	248	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	110	268	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	110	258	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	115	258	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	120	268	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	130	300	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	160	370	M20x4

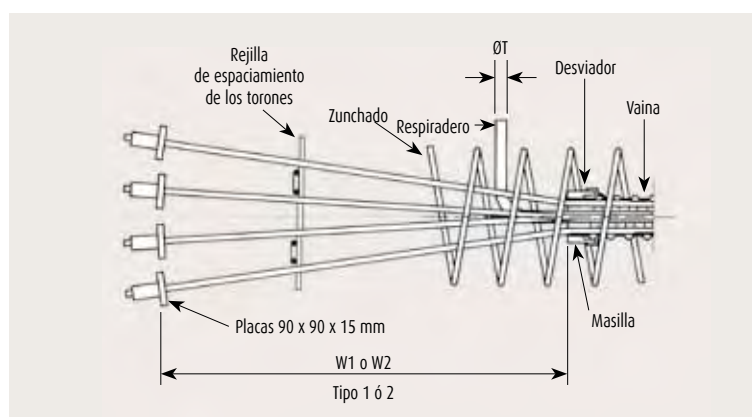
Todas las unidades cuentan con marcado

* Placa de anclaje en dos fases ** Variante vaina oval 58x21
*** Variante vaina oval 75x21

Unidades	W1 (mm)	W2 (mm)	ØT (mm)
3C15	300	300	G 1/2"
4C15	350	350	G 1/2"
7C15	500	400	G 1/2"
9C15	600	400	G 1/2"
12C15	900	500	G 1/2"
13C15	1 200	500	G 1/2"
19C15	1 500	650	G 1"
22C15	1 800	750	G 1"
25C15	2 000	850	G 1"
27C15	2 000	1 000	G 1"
31C15	2 200	1 100	G 1"
37C15	2 500	1 280	G 1 1/2"
55C15	2 800	1 400	G 1 1/2"

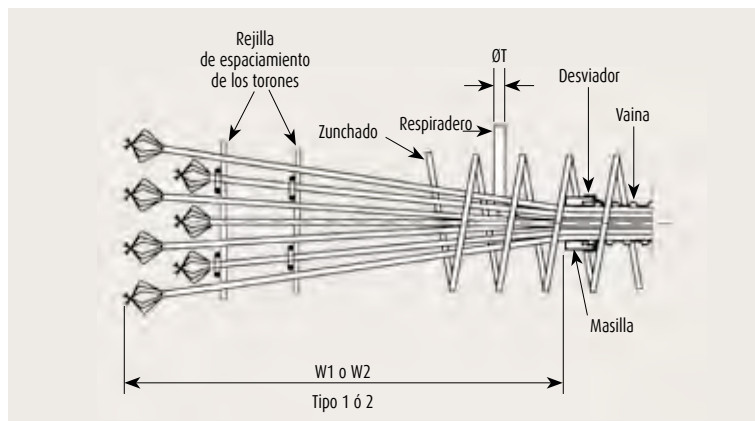
Anclaje pasivo de tipo N

En el anclaje de tipo N, cada cordón cuenta con un manguito roscado que se apoya individualmente en una placa de acero.

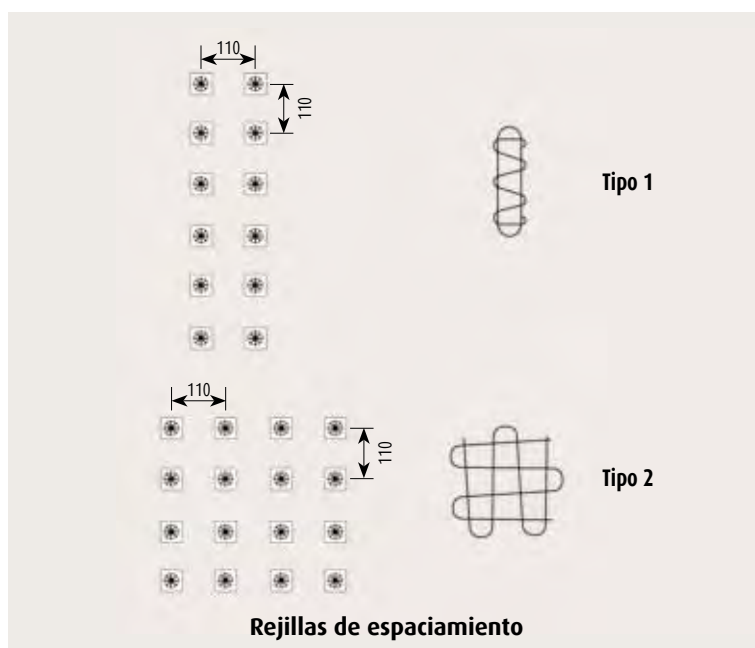


Anclaje pasivo de tipo G

El anclaje de tipo G es un anclaje por adherencia. El extremo de cada cordón está preformado para formar un bulbo.



Unidades	W1 (mm)	W2 (mm)	ØT (mm)
3C15	950	450	G 1/2"
4C15	950	500	G 1/2"
7C15	950	550	G 1/2"
9C15	950	550	G 1/2"
12C15	1 300	650	G 1/2"
13C15	1 300	650	G 1/2"
19C15	1 300	800	G 1"
22C15	1 500	1 000	G 1"
25C15	1 500	1 000	G 1"
27C15	1 700	1 250	G 1"
31C15	1 700	1 250	G 1"
37C15	2 000	1 250	G 1 1/2"
55C15	2 500	1 250	G 1 1/2"



EPR, China

ANCLAJES DE LA GAMA F PARA ELEMENTOS FINOS

Composición del anclaje de la gama F

Los anclajes de la gama F están compuestos por:

- Un cuerpo de anclaje embebido en el hormigón que cumple la función de cabeza de anclaje y pieza de difusión.
- Cuñas que garantizan el anclaje de los cordones.
- Elementos de protección definitiva de las cuñas, constituidos por capots PEAD (o metálicas) y rellenos de grasa.

Categorías de uso

Los anclajes de la gama F están diseñados para el pretensado de elementos finos (losas, forjados, etc.)

Se utilizan para:

- El pretensado no adherente
- El pretensado adherente

Configuraciones de pretensado interior adherente

El modo de uso más habitual de la gama F con pretensado interior adherente se basa en el empleo de cordones desnudos lubricados en una vaina corrugada de fleje metálico, galvanizada o no, normalmente plana para facilitar la introducción de los elementos finos y en la que se inyecta una lechada de cemento después del tensado de los cordones.

Los anclajes, la vaina y las armaduras de pretensado se colocan antes del hormigonado de la estructura. De este modo es posible evitar el riesgo de aplastamiento de las vainas planas durante el hormigonado que impediría el posterior enfilado de los cordones.

Configuraciones de pretensado interior no adherente

Los anclajes de la gama F para el pretensado interior no adherente se utilizan con cordones protegidos con grasa y revestidos con una vaina individual de PEAD. Estas armaduras se incorporan directamente en el armado antes del hormigonado prestando especial atención para no dañar la vaina individual.

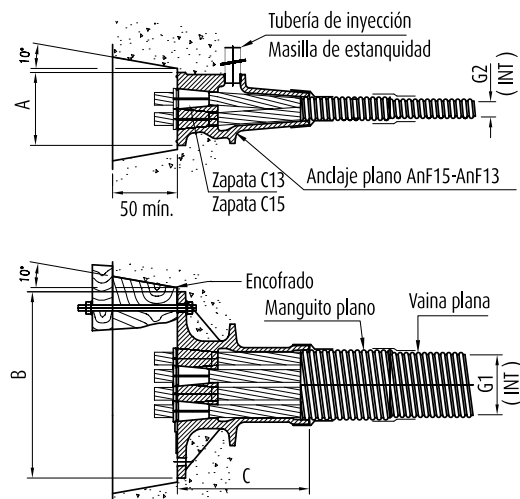
El anclaje individual AF13/15, para cordones T13 y T15 respectivamente, permite distribuir uniformemente los efectos beneficiosos del pretensado en los elementos finos.



Puente de Jamuna, Bangladesh

PRETENSADO INTERIOR ADHERENTE

Unidades multicordón de 3 a 5 F13/F15



Notas: Los anclajes F han sido diseñados para una resistencia mínima del hormigón $f_{cmin} = 22$ MPa (cilíndrica). El método de colocación habitual es el enfilado de los torones en los conductos (vainas planas) antes del hormigonado. No obstante, en caso necesario, es posible enfilar los cordones después del hormigonado de la estructura por medio de disposiciones concretas.

CE

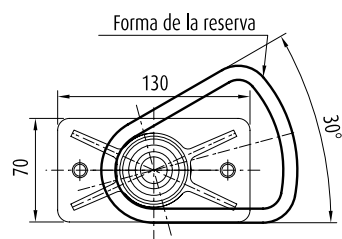
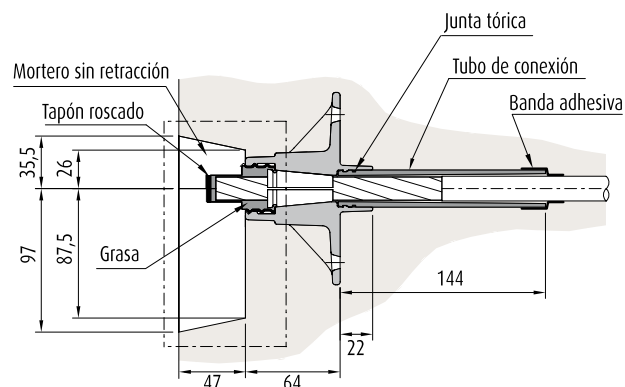
Unidades	A (mm)	B (mm)	C (mm)	G1 x G2 (mm ²)	G (mm)	H (mm)
A3 F13/15	85	190	163	58 x 21	95	200
A4 F13/15	90	230	163	75 x 21	100	240
A5 F13/15	90	270	163	90 x 21	100	280



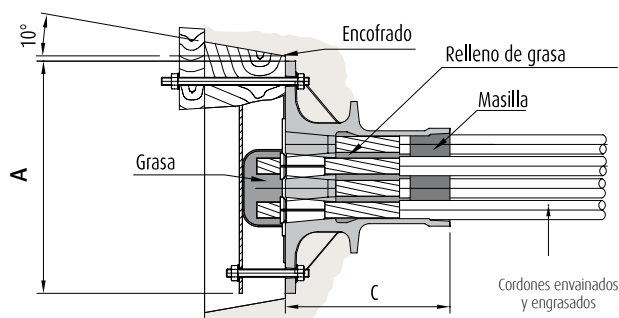
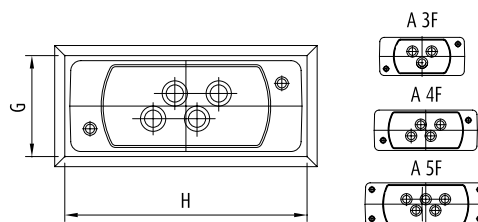
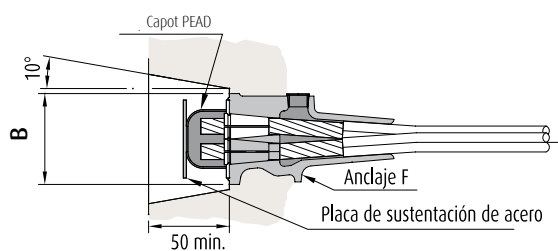
Puente en Rousson, Francia

PRETENSADO INTERIOR NO ADHERENTE CON CORDONES ENVAINADOS Y ENGRASADOS

1/ Unidad monocordón (1F13/1F15) CE



2/ Unidades multicordón (de 3 a 5 F13/F15)

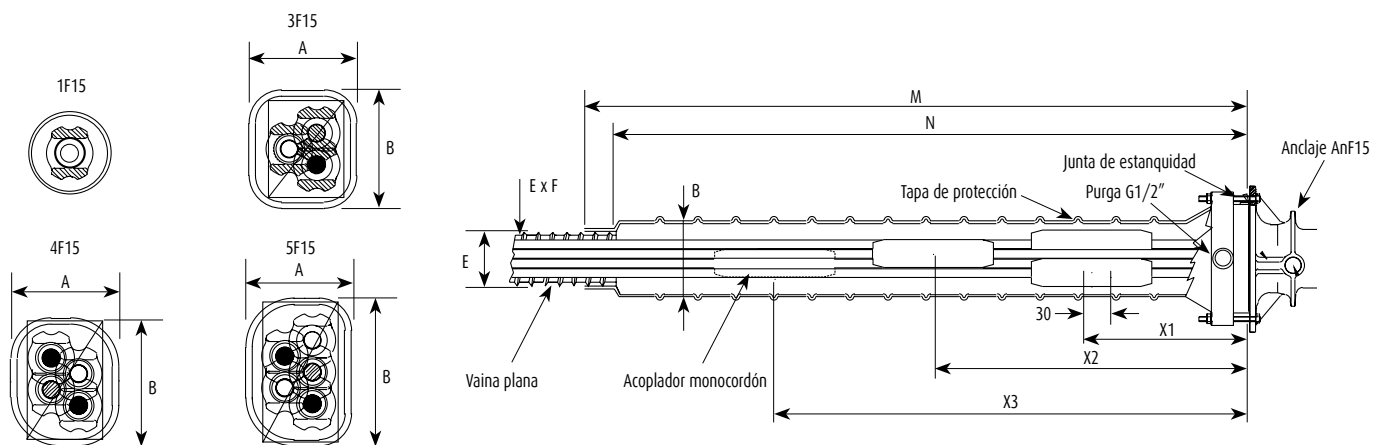


Unidades	A (mm)	B (mm)	C (mm)	G (mm)	H (mm)
A 3F 13/15	190	85	163	95	200
A 4F 13/15	230	90	163	100	240
A 5F 13/15	270	90	163	100	280



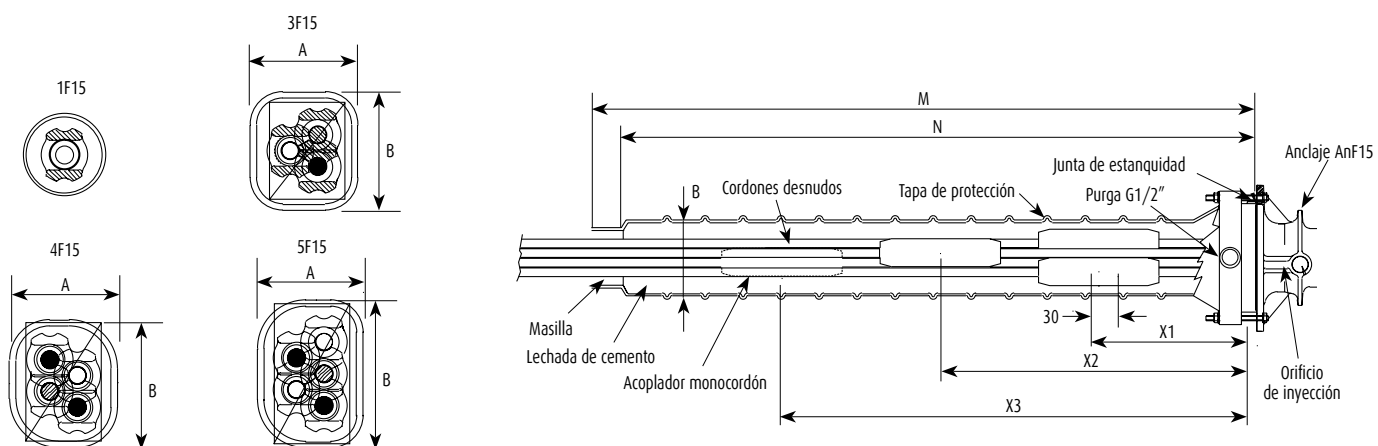
ACOPLADORES FIJOS CI MONOCORDÓN

Pretensado adherente



Unidades	A (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	M (mm)	N (mm)	X1 (mm)	X2 (mm)	X3 (mm)
CI 1F13/15	-	-	-	-	550	550	250	-	-
CI 3F13/15	100	100	58	20	800	750	250	500	750
CI 4F13/115	100	110	75	20	1050	1000	250	500	750
CI 5F13/15	100	140	90	20	1050	1000	250	500	750

Pretensado no adherente



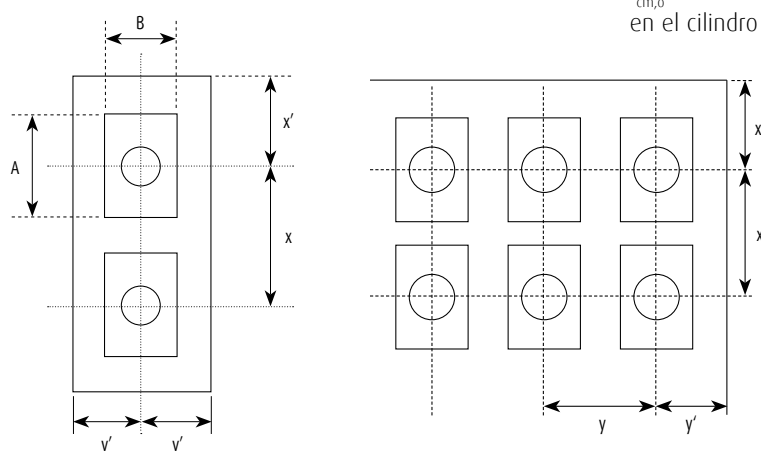
Unidades	A (mm)	B (mm)	M (mm)	N (mm)	X1 (mm)	X2 (mm)	X3 (mm)
CI 1F13/15	-	-	550	500	250	-	-
CI 3F13/15	100	100	800	750	250	500	750
CI 4F13/15	100	110	1050	1000	250	500	750
CI 5F13/15	100	140	1050	1000	250	500	750

DISPOSICIONES DE LOS ANCLAJES DE LA GAMA F

Los anclajes deben estar situados a una distancia suficiente de la pared y han de estar separados según una distancia entre ejes mínima. Estas distancias se obtienen a partir de las dimensiones a y b de los montajes de los ensayos realizados en el marco del procedimiento de la Aprobación Técnica Europea. En la descripción que aparece a continuación se considera que los anclajes están dispuestos según las dos direcciones normales: x e y, con el lateral de menor tamaño de la placa de anclaje orientada según el eje y.

Notación

- A, B: dimensiones en plano de la placa de anclaje ($A \geq B$).
- a, b: longitudes laterales de la probeta ($a \geq b$).
- x, y: la distancia entre ejes de los anclajes en las direcciones x e y.
- x' y' : la distancia desde el anclaje al paramento más cercano en las direcciones x e y.
- $f_{cm,0}$: la resistencia media del hormigón a la compresión medida en el cilindro antes del tesado.



Las dimensiones x e y deben satisfacer las siguientes condiciones:

$$x \geq A + 30 \text{ (mm)}$$

$$y > B + 30 \text{ (mm)}$$

$$x \cdot y \geq a \cdot b$$

$$x \geq 0,85 a$$

$$y \geq 0,85 b$$

$$x' \geq 0,5 x + \text{revestimiento del hormigón} - 10 \text{ (mm)}$$

$$y' \geq 0,5 y + \text{revestimiento del hormigón} - 10 \text{ (mm)}$$

Distancias a y b

Unidades	$f_{cm,0}$ (MPa)	a (mm)	b (mm)
1F 13/15	22	190	140
3/4 F 13	22	500	160
3/4 F 15	22	390	190
5 F 13	22	570	260
5 F 15	22	510	240

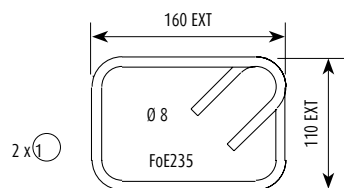
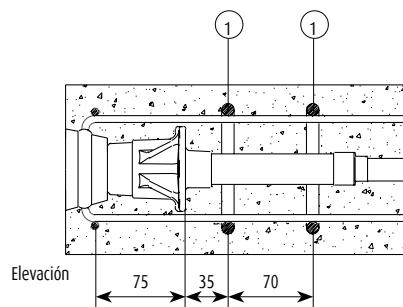
En la tabla lateral aparecen los valores a y b para tres resistencias $f_{cm,0}$ diferentes del hormigón en el caso de la gama F.

Si el proyecto prevé un tensado parcial o un índice de tensado inferior al mínimo $[0,8 F_{pk}; 0,9 F_{p0,1\%}]$, se puede proceder por interpolación para determinar el valor requerido de $f_{cm,0}$ teniendo en cuenta que con el 50% de la fuerza máxima, la resistencia necesaria para el hormigón puede llegar a los 2/3 de los valores indicados en las tablas anteriores y que con el 30% de esta fuerza, la resistencia que requiere el hormigón puede ser equivalente a la mitad de dichos valores.



ZUNCHADO DE LOS ANCLAJES DE LA GAMA F

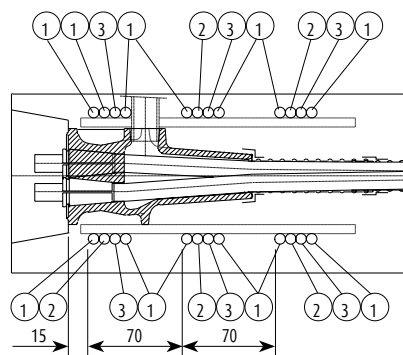
A 1F13
A 1F15



Dimensiones en mm

2/ Unidades multicordón (de 3 a 5F13/F15)

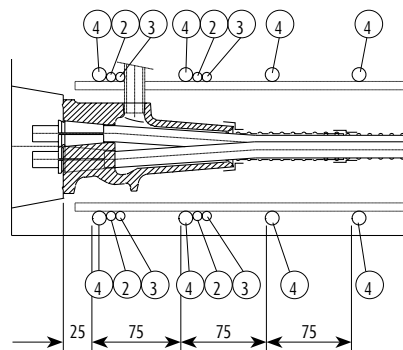
A 3F13
A 4F13



Tipo	Nº	Ø (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	h (mm)
1	12	8	320			
2	3	8	320	20	160	140
3	3	8	320	20	160	140

Ver el tipo de barras más bajas.

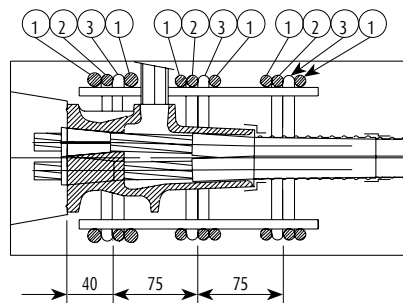
A 3F15
A 4F15



Tipo	Nº	Ø (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	h (mm)
2	2	8	350	60	160	160
3	2	8	350	60	160	160
4	4	12	350		160	160

Ver el tipo de barras más bajas.

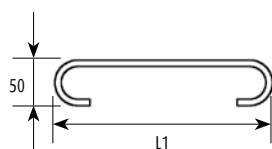
A 5F15
A 5F13



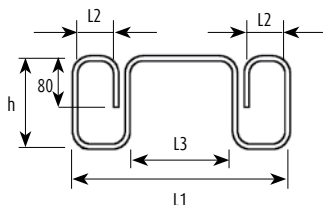
Tipo	Nº	Ø (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	h (mm)
1	12	10	380	-	-	-
2	3	10	380	55	190	145
3	3	10	380	55	190	145

Ver el tipo de barras más bajas.

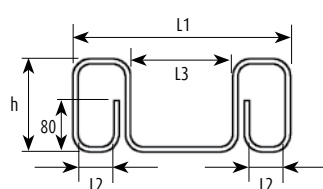
Tipo Nº 1



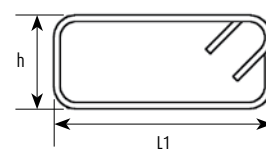
Tipo Nº 2



Tipo Nº 3



Tipo Nº 4

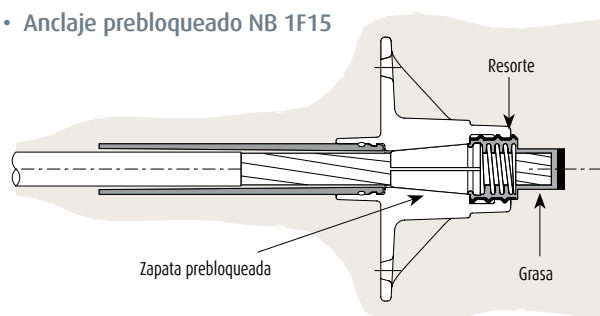


ANCLAJES PASIVOS PARA LA GAMA F

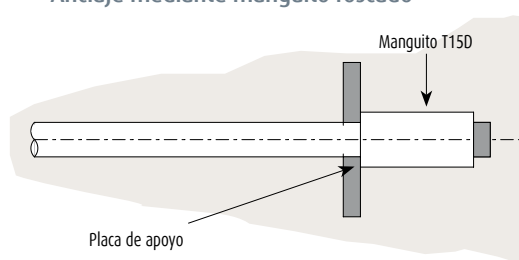
Existen tres tipos de anclajes pasivos embebidos en el hormigón que se utilizan en combinación con los anclajes activos de la gama F: el anclaje NB1F15 prebloqueado, el tipo N que utiliza una placa individual sobre la que se apoya un manguito roscado y el tipo G que funciona mediante adherencia. Los cables se colocan antes del hormigonado.

1/ Unidad monocordón

• Anclaje prebloqueado NB 1F15



• Anclaje mediante manguito roscado

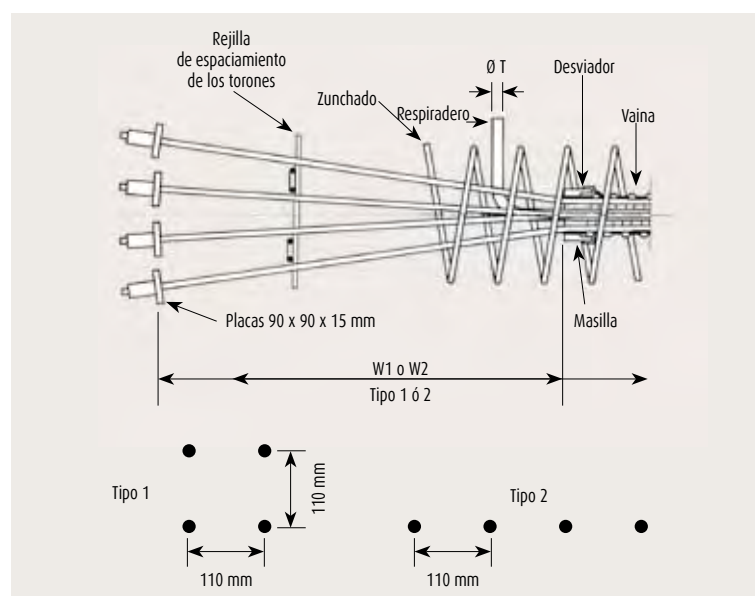


2/ Unidades multicordón (de 3 a 5F13/F15)

Anclaje pasivo de tipo N

En el anclaje de tipo N, cada torón cuenta con un manguito roscado que se apoya individualmente en una placa de acero.

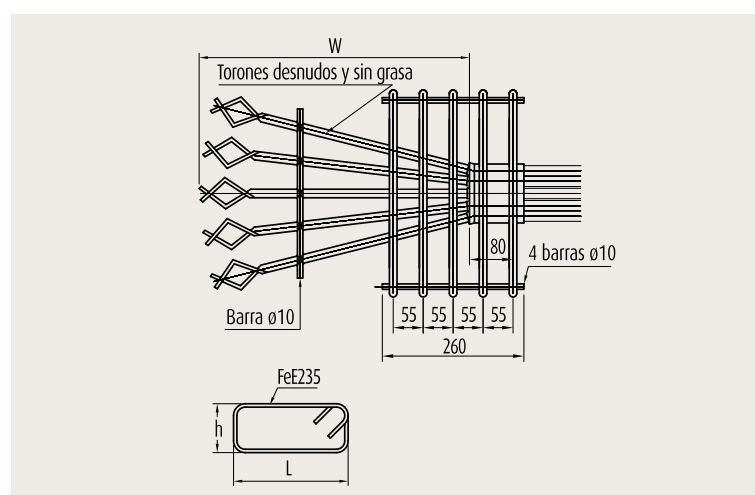
Unidades	N		ØT (mm)
	W1 (mm)	W2 (mm)	
N3 F13/15	300	300	G 1/2"
N4 F13/15	350	350	G 1/2"
N5 F13/15	500	400	G 1/2"



Anclaje pasivo de tipo G

El anclaje de tipo G es un anclaje por adherencia. El extremo de cada cordón está preformado en forma de bulbo.

Unidades	W (mm)	Ø (mm)	H (mm)	L (mm)
3F13	950	10	120	300
4F13	950	10	120	320
5F13	950	12	120	340
3F15	950	10	120	300
4F15	950	12	145	340
5F15	950	14	145	380



COMPONENTES COMUNES DE LAS GAMAS C Y F

1/ Cordones de pretensado

La tabla que aparece a continuación reúne las características principales de los cordones más habituales que pueden utilizarse junto con el sistema de pretensado de Freyssinet:

CARACTERÍSTICAS DE LOS CORDONES SEGÚN LA NORMA PREN 10138-3

Norma	Clase MPa	Diámetro nominal (mm)	Sección nominal de la armadura (mm ²)	Masa nominal (kg/m)	Carga de rotura garantizada (F _{pk} kN)	Límite elástico (F _{p0,1} kN)
pr EN 10138-3	1 770	12,5	93	0,73	165	145
		12,9	100	0,78	177	156
		15,3	140	1,09	248	218
		15,7	150	1,18	265	234
	1 860	12,5	93	0,73	173	152
		12,9	100	0,78	186	164
		15,3	140	1,09	260	229
		15,7	150	1,18	279	246

- El alargamiento característico con carga máxima es para todos los cordones $\geq 3,5\%$,
- La relajación máxima a 1000 horas con 0,7 fpk es para todos los cordones $\leq 2,5\%$.

CARACTERÍSTICAS DE LOS CABLES FORMADOS POR CORDONES DE DIÁMETRO NOMINAL 15,7 MM Y 0,6"

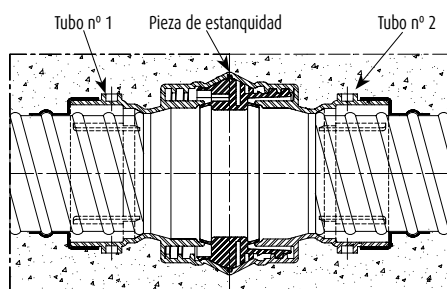
Unidades	Tipo de cordones						
	T 15,7 pr EN 10138-1 y 3				ASTM A-416-96 0,6 clase 270		
	Número de torones	Sección nominal (mm²)	Masa (kg/m)	Clase 1 770 (Fm kN)	Clase 1 860 (Fm kN)	Sección nominal (mm²)	Masa (kg/m)
1	150	1,17	265	279	140	1,102	260,7
2	300	2,34	530	558	280	2,205	521,4
3	450	3,54	795	837	420	3,306	782
4	600	4,72	1 060	1 116	560	4,41	1 043
7	1 050	8,26	1 855	1 953	980	7,71	1 825
9	1 350	10,62	2 385	2 511	1 260	9,92	2 346
12	1 800	14,16	3 180	3 348	1 680	13,22	3 128
13	1 950	15,34	3 445	3 627	1 820	14,33	3 389
19	2 850	22,42	5 035	5 301	2 660	20,94	4 953
22	3 300	25,95	5 830	6 138	3 080	24,24	5 735
25	3 750	29,50	6 625	6 975	3 500	27,55	6 518
27	4 050	31,85	7 155	7 533	3 780	29,75	7 039
31	4 650	36,58	8 215	8 649	4 340	34,16	8 082
37	5 550	43,66	9 805	10 323	5 180	40,77	9 646
55	8 250	64,9	14 575	15 345	7 700	60,61	14 339



Vaina acanalada de acero

LIASEAL			
Diámetro exterior del LIASEAL (mm)	125	140*	155*
Diámetro interior de la vaina (mm)	65	80	95

* Disponibles bajo pedido



Liaseal

2/ Conductos de pretensado interior

Para los cables de las gamas C y F se utilizan los siguientes tipos de conductos:

Vaina corrugada con fleje de acero laminado

Las dimensiones recomendadas para los conductos son las que aparecen en las tablas asociadas a cada anclaje. Sin embargo, es necesario verificar que las dimensiones propuestas son compatibles con el reglamento aplicable. Cuando es necesario lograr un coeficiente de rozamiento reducido, se puede utilizar un fleje fosfatado-jabonoso (L.F.C.) (ver página 28).

Vaina plástica corrugada de Plyduct

Este tipo de vaina, desarrollada y patentada por Freyssinet para satisfacer las recomendaciones de la fib (Federación Internacional del Hormigón) "Vainas de plástico corrugadas para postensado interno adherente" (2000) y las del informe técnico TR47 de la Concrete Society "Durable Bonded Post-tensioned Concrete Bridges", es totalmente estanca al agua y al aire.

Diámetro interior de la vaina PLYDUCT (con manguito = d + 10)									
Esesor 2,5 mm	40	45	50	60	65	70	80	90	95
Esesor 3,0 mm	100	105	110	115	120	130	160	-	-

Liaseal

El acoplador de vainas Liaseal, desarrollado por Freyssinet, garantiza la estanquidad de los conductos en las juntas de las dovelas, especialmente cuando están combinadas y no es posible acceder a ellas. Si se utilizan junto con la vaina Plyduct, permiten lograr conductos plásticos continuos y estancos.

Tubos de acero

Para la construcción de conductos totalmente estancos o con una gran desviación.

Radio de curvatura

El radio de curvatura del conducto debe ser de como mínimo:

- 100 Ø en el caso de las vainas rígidas circulares o planas que puedan curvarse manualmente (Siendo Ø = al diámetro interior del conducto).
- 3 m en el caso de los tubos de acero.
- Excepcionalmente, el radio de curvatura puede reducirse a 20 Ø si se trata de tubos de acero y siempre que:
 - Este radio no sea inferior a 1,1 m para los torones T13 y 1,3 m para los torones T15.
 - La tensión no supere el 70% del esfuerzo de rotura garantizado de la armadura en la zona en la que el radio es inferior a los 3 metros.
 - La suma de las desviaciones angulares a lo largo de la armadura no supere $3\pi/2$ radianes.
 - La zona de curvatura pronunciada se considere como un anclaje pasivo cuando la desviación angular sea superior a $\pi/2$ radianes.

Caso concreto

Si se utilizan vainas (L.F.C.), es posible reducir el radio de curvatura de las vainas que pueden curvarse manualmente, siempre y cuando se conserve una correcta transmisión de las fuerzas de pretensado. En este caso, el límite inferior del radio de curvatura es $R_{\min} \geq 1,35 \sqrt{n}$, teniendo en cuenta que n se refiere al número de cordones del cable.

Rozamiento en la sección principal

Para el cálculo del esfuerzo de pretensado, los valores de los coeficientes de rozamiento (μ) y parasito por metrolineal (k) varían en función del uso de cada tipo de conducto, de su tratamiento superficial y de la relación $P_{(x)} = P_{\max} e^{-\mu(0+Kx)}$.



Conduitos de PEAD para pretensado exterior

RADIO DE CURVATURA

Unidades	Radio de curvatura mínimo en los anclajes (m)	Radio de curvatura mínimo en los desviadores (m)
7C15	3,0	2,0
12C15	3,5*	2,5*
19C15	4,0*	3,0*
27C15	4,5	3,5
37C15	5,0*	4,0

*: según la norma ENV 1992-1-5:1994

3/ Conduitos de pretensado exterior

Cables inyectados con lechada de cemento

- Tubo de polietileno de alta densidad (PEAD) en las zonas exteriores del hormigón. Se trata de tubos de tipo PE80 o PE100. Se recomienda utilizar tubos de presión nominal PN 6,3.

- Tubo de acero en las zonas de anclaje y los cruces de diafragmas y desviadores.

Cables inyectados con grasa o cera

Se recomienda utilizar tubos de presión nominal PN 10, salvo en el caso de que se hayan realizado estudios previos.

Radio de curvatura

Si no existen exigencias nacionales más rigurosas, el radio de curvatura del cable en los desviadores, que normalmente están formados por tubos de acero cimbrados, ha de respetar los valores mínimos que aparecen en el lateral.

En el caso de armaduras con cordones envainados y engrasados dispuestos en conduitos previamente inyectados con lechada de cemento, es conveniente respetar estos valores:

- cordones aislados: R mín. ≥ 1 m
- cordones agrupados: R mín. $\geq 2,5$ m

COEFICIENTE DE ROZAMIENTO

Uso	Tipo de conducto	Coeficiente de rozamiento μ (rad ⁻¹)		Coeficiente k (rad/m)
		Cordón lubricado	Cordón no lubricado	
Pretensado interior adherente	Vaina con fleje de acero	0,17	0,19	0,007
	Vaina LFC	0,10	0,12	0,007
	Plyduct	0,10	0,12	0,007
	Tubo liso de acero	0,16	0,24	0,007
Pretensado interior no adherente	Monotorón	0,05	-	0,007
	Grupo de monotorones preinyectados	0,05	-	0,012

Pretensado exterior	Tubo liso PEHD	0,10	0,12	0
	Tubo liso de acero	0,16	0,24	0

La fluctuación del coeficiente de rozamiento es normalmente de $\pm 25\%$.

4/ Productos de inyección

Cuando los cordones de pretensado no están envainados y engrasados individualmente, se protegen mediante inyección en el conducto que los contiene. El producto de relleno es bien una lechada de cemento que genera una capa de pasivación en la superficie del acero que lo protege frente a la corrosión, bien un producto blando que envuelve la armadura con un revestimiento estanco al agua.



Vaina L.F.C.

Lechada de cemento

Para garantizar un llenado perfecto de los conductos y una protección duradera del acero de pretensado, las propiedades de la lechada de cemento deben adaptarse a la técnica de inyección, que puede variar en función del trazado de los cables, de las temperaturas ambientales, de la posición de las purgas y los puntos de inyección, etc.

Tomando como base los estudios de laboratorio realizados y la experiencia adquirida en todo tipo de proyectos, Freyssinet ha creado una gama de lechadas de pretensado que responde a las necesidades específicas de cualquier tipo de proyecto.

• Lechada de alta estabilidad FREYSSIFLOW HP 215

Esta lechada permite realizar la inyección en cables con un gran desnivel sin necesidad de repetir la operación de inyección gracias a la ausencia de exudación.

• Lechada especial de larga duración FREYSSIFLOW RT 514

Esta lechada conserva un alto índice de fluidez durante un periodo prolongado, lo que permite realizar inyecciones en cables de grandes volúmenes en obras que presentan restricciones importantes, como los recintos de los reactores nucleares.

• Lechada especial tixotrópica FREYSSIFLOW TX

Este tipo de lechada caracterizado por su elevado valor de cizallamiento está especialmente indicado para la inyección en cables de gran diámetro y geometría compleja. La estabilidad del frente de propagación evita el hundimiento de la lechada al pasar por puntos altos, impidiendo de este modo la formación de bolsas de aire. El uso de la lechada Freyssiflow TX permite limitar el empleo de purgas de inyección e incluso eliminarlos totalmente.



Lechada tixotrópica

En el caso de las aplicaciones que requieren volúmenes reducidos de lechada de cemento, es más recomendable utilizar un producto listo para su uso al que únicamente haya que añadir agua. Si se trata de aplicaciones que requieren grandes cantidades de lechada de cemento, Freyssinet puede instalar en la obra una central de mezclado que permita llevar a cabo campañas de inyección de grupos completos de cables.

PROPIEDADES GENERALES DE LA LECHADA DE PRETENSADO

Propiedad	Número de ensayos	Criterio de aceptación	Método de ensayo
Granulometría	1 ensayo	Ningún residuo	EN 445 - Tamiz
Fluidez	1 ensayo inmediatamente después del mezclado	$11 \text{ s} \leq t_0 \leq 20 \text{ s}$	EN 445 - Cono de Marsh
	1 ensayo a los 15 min, 30 min, 60 min, 90 min y 120 min	$t \leq 25 \text{ s}$	
Temperatura	1 medición en t_0 , $t_0+30 \text{ min}$, $t_0+60 \text{ min}$ y $t_0+120 \text{ min}$.	$T \leq 30 \text{ }^{\circ}\text{C}$	Termómetro
Exudación	3 ensayos	La media de las 3 mediciones no debe superar el 0,3% después de 3 h.	EN 445 - Tubo 1 m
Cambio de volumen	3 ensayos	El cambio de volumen debe estar comprendido entre -1% y +5% tras 1 h, 3 h y 24 h	EN 445 - Tubo 1 m
Resistencia a la compresión	3 ensayos	$\geq 27 \text{ MPa}$ a los 7 días $\geq 30 \text{ MPa}$ a los 28 días	EN 196 - 1

Producto blando

Los productos blandos anticorrosión son químicamente inertes con respecto a los aceros de pretensado. Se clasifican en dos categorías principales: las grasas y las ceras (inyectadas en caliente). Freyssinet ha desarrollado la cera artificial **Freyssiwax** que posee una larga cadena molecular especialmente diseñada para mantener la estabilidad durante un largo periodo de tiempo y minimizar de este modo los fenómenos de exudación.

INSTALACIÓN



La instalación del sistema Freyssinet se divide en estas cuatro fases principales:

- 1/ Colocación de los conductos y las placas de anclaje
- 2/ Enfilado de los cordones y colocación de los anclajes
- 3/ Tesado
- 4/ Inyección y sellado

1/ Colocación de los conductos y las placas de anclaje

Si se trata de pretensado interior, los conductos se colocan antes del hormigonado. Las vainas que más se utilizan son las corrugadas de fleje de acero o PEAD.

Para pretensado exterior los conductos más habituales son los tubos de PEAD. Ha de prestarse especial atención a la ubicación y la sustentación de los conductos.

2/ Enfilado de los cordones y colocación de los anclajes

Tras verificar que el paso de los conductos está libre, normalmente los cables se enfilan empujando cada cordón desde un extremo.

El material de enfilado de Freyssinet permite lograr cables de pretensado exterior de más de 200 m de longitud.

3/ Tesado

Los cables provistos con anclajes de gama C y F se tensan con gatos hidráulicos monotorón o multitorón con bloqueo hidráulico de las cuñas de anclaje. En caso necesario pueden utilizarse gatos sin bloqueo hidráulico o monotorón.

La fuerza inicial es:

- La fuerza de tesado tras la transferencia al anclaje en el caso de:
 - El Eurocódigo 2 (el menor de los valores $0,75 f_{pk}$ y $0,85 f_{p0,1k}$)
 - El Reglamento AASHTO ($0,7 f_{pk}$)
- La fuerza de tesado antes de la transferencia al anclaje en el caso de:
 - El reglamento del Eurocódigo 2 y el BPEL 91 (el menor de los valores $0,8 f_{pk}$ y $0,9 f_{p0,1}$)
 - El Reglamento AASHTO ($0,7 f_{pk}$)

No podrá iniciarse la operación de tesado si la resistencia mecánica del hormigón medida en la obra en las proximidades de la zona de anclaje es superior al valor $f_{cm,0}$ seleccionado para el proyecto.



GAMA C

Gatos de tipo CC

Gracias a su tamaño compacto, los gatos del tipo CC permiten reducir:

- Las dimensiones de los cajetines,
- Las distancias a las paredes y, de ese modo, los momentos parásitos.
- El volumen del hormigón de los almohadillados y las nervaduras necesarias a la salida de los cables en un vano.
- La posibilidad de aumentar la excentricidad de los cables y, por lo tanto, su eficacia.

El tamaño compacto y la automatización de los gatos de tipo CC facilitan las operaciones de mantenimiento y tesado.

Dimensiones de los gatos CC

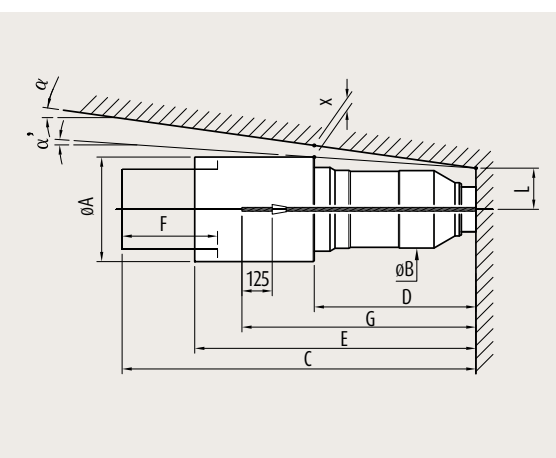
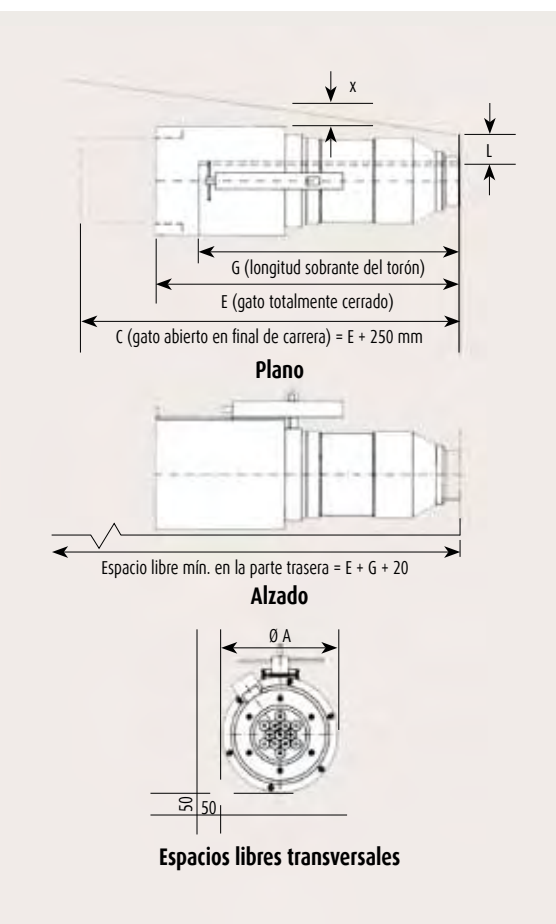
Gatos	Unidades	ØA (mm)	E (mm)	G (mm)	L (mm)	α para x ≈ 50	Carrera (mm)
CC 350	7C15	360	1 105	690	120	11°	250
	9C15		1 105	690	150	8°	
	12C15		1 115	700	150	8°	
	13C15		1 074	660	150	9°	
CC 500	7C15	438	1 085	688	120	15°	250
	9C15		1 085	688	150	13°	
	12C15		1 095	698	150	13°	
	13C15		1 100	703	150	12°	
	19C15		1 071	674	170	11°	
CC 1000	19C15	593	1 160	723	170	16°	250
	22C15		1 170	733	210	13°	
	25C15		1 175	738	210	13°	
	25C15P		1 175	738	210	13°	
	27C15		1 180	743	210	13°	
	31C15		1 146	709	210	13°	
	37C15		1 151	714	240	10°	
CC 1500	37C15	722	1 550	770	240	9°	350
	55C15		1 986	700	280	8°	

Los cables 3 y 4C15 se tensan con el gato K100 (ver página siguiente).

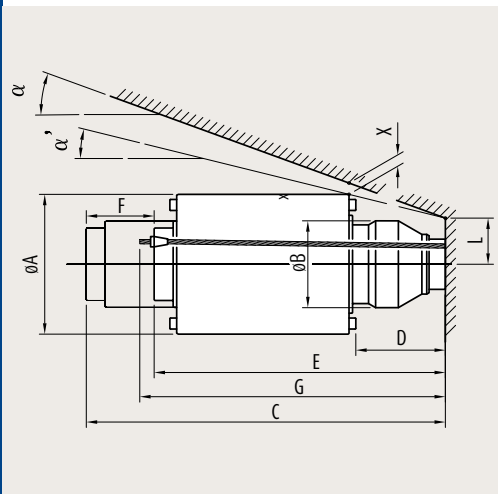
Gatos de tipo C/F

Gatos	Unidades	ØA (mm)	ØB (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)	F (mm)	G (mm)	L (mm)	α actual	φ para x ≈ 50
C350F	7C15	355	263	1 415	731	1165	250	1120	120	4°30'	8°
	9C15*			1 415	731	1165		1120	150	2°54'	8°
	12C15*			1 115	741	1175		1130	150	3°50'	8°
	13C15*			1 374	675	1124		1080	150	2°20'	7°
C500F	7C15	432	320	1513	714	1213	300	1080	120	7°39'	12°
	9C15*			1523	709	1223		1085	150	7°25'	13°
	12C15*			1533	719	1233		1095	150	7°6'	13°
	13C15			1538	724	1238		1100	150	5°13'	9°
	19C15			1482	668	1182		1050	170	3°56'	8°
C1000F	19C15	582	417	1583	754	1283	300	1110	170	9°	13°
	22C15*			1593	764	1293		1120	210	7°4'	11°
	25C15			1593	764	1293		1120		6°03'	10°
	25CC15*			1593	764	1293		1120		6°01'	10°
	27C15*			1598	769	1298		1125		6°01'	10°
	31C15			1603	774	1303		1130		5°58'	10°
C1500F	37C15	707	512	2423	134	1923	500	1250	210	7°13'	10°
	37C15			2438	1144	1938		1270	140	5°39'	8°
	55C15			2375	1076	1875		1200	280	3°54'	7°

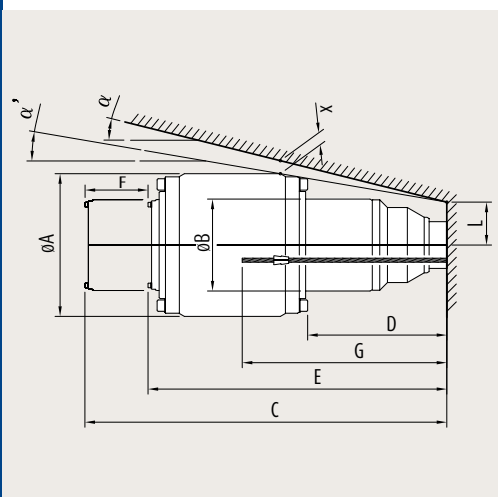
*Disponibilidad bajo pedido.



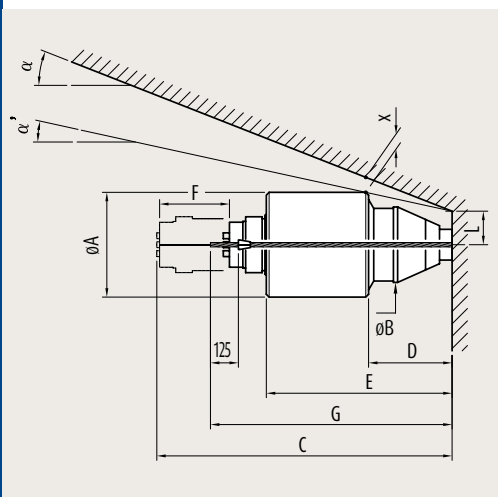
El esquema se basa en un dispositivo de suspensión del gato situado en un plano perpendicular al del esquema.



El esquema se basa en un dispositivo de suspensión del gato situado en un plano perpendicular al del esquema.



El esquema se basa en un dispositivo de suspensión del gato situado en un plano perpendicular al del esquema.



El esquema se basa en un dispositivo de suspensión del gato situado en un plano perpendicular al del esquema.

Gatos del tipo K/C

Gatos	Unidades	ØA (mm)	ØB (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)	F (mm)	G (mm)	L (mm)	α actual	α para x ≈ 50
K100C	3C15	290	220	913	256	713	200	820	100	9°21'	19°
	4C15			918		718					
K200C	7C15	350	263	1154	435	954	250	1060	120	6°52'	13°
K350C	9C15	440	263	1153	324	903		1005	150	9°09'	17°
	12C15			1163	334	913		1015	150	9°40'	16°
	13C15			1168	339	918		1020	150	9°33'	16°
K500C	19C15	515*	320	1333	361	1083		1136	170	13°23'	21°
		508			353					13°57'	23°
	22C15	515*		1343	349	1093		1146		15°59'	21°
		508			341					16°32'	23°
K700C	25C15	640*	419	1465	420	1215		1320	210	12°25'	18°
	25CC15	609			454					11°45'	18°
	27C15	640*		1465	438	1215		1320		11°33'	18°
		609			474					10°21'	16°
	31C15	640*		1475	430	1225		1330		12°09'	18°
K1000C		609			464					11°30'	18°
		770*	492	1548	490	1298		1400		15°59'	21°
		720			523					16°40'	21°
	37C15	770*		1497	434	1247		1350	240	14°23'	20°
		720			467					15°20'	20°

*Disponibilidad bajo pedido.

Gatos del tipo K500F

Gatos	Unidades	ØA (mm)	ØB (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)	F (mm)	G (mm)	L (mm)	α actual	α para x ≈ 50
K500F	13C15	565	364	1462	580	1212	250	840	150	9°41'	14°
	19C15			1433	551	1183		810	170	9°17'	13°

Gatos del tipo VP/C

Gatos	Unidades	ØA (mm)	ØB (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)	F (mm)	G (mm)	L (mm)	α actual	α para x ≈ 50
VP260C	7C15	375	270	1151	299	735	250	980	120	12°19'	21°
	13C15			1126	264	700		945	150	8°5'	19°
VP650C	19C15	560	395	1602	310	1052	300	1400	170	19°32'	28°
	31C15			1441	320	973		1410	210	12°20'	21°

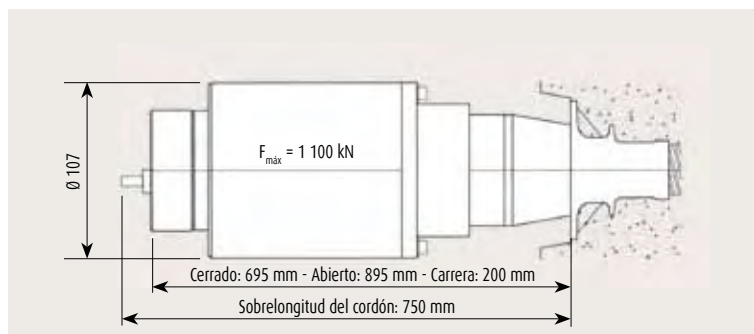
► GAMA F

El tesado de los cables con anclajes 3F15, 4F15 y 5F15 puede realizarse bien trabajando sobre el cable completo con un gato K100, bien torón a torón con un gato M23.

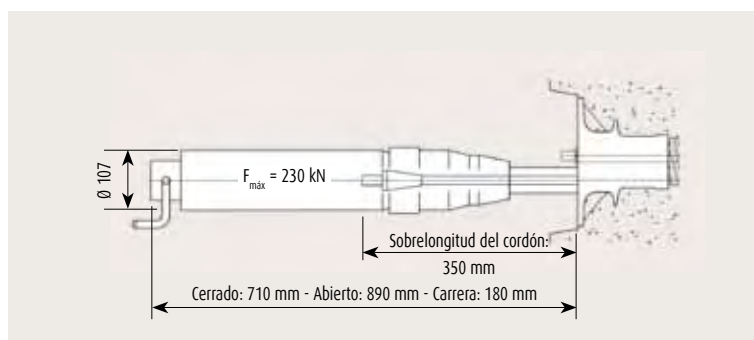
Las principales dimensiones de estos gatos se indican a continuación:



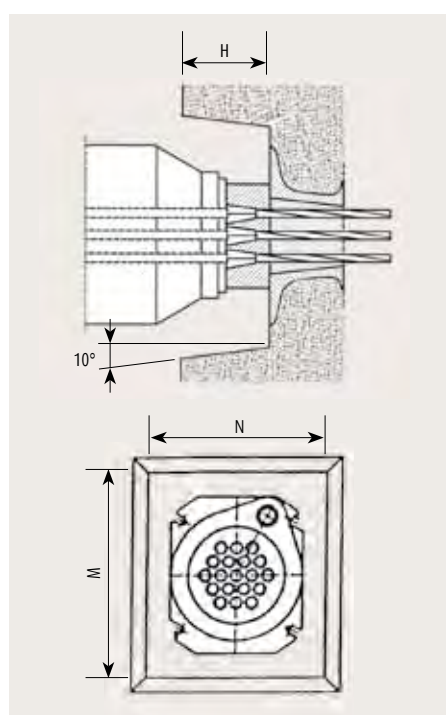
Viaducto del Sioule, Francia



K 100



M 23



► SELLADO DEFINITIVO DE LOS ANCLAJES

Unidades	M (mm)	N (mm)	H (mm)
3F15	200	95	50
3C15	200	170	120
4F15	240	100	50
4C15	200	180	125
5F15	280	100	50
7C15	230	210	125
9C15	275	245	125
12C15	290	260	150
13C15	300	270	150
19C15	350	310	160
22C15	380	335	170
25C15	410	360	170
25C15P	410	360	170
27C15	400	350	180
31C15	435	380	180
37C15	470	410	195
55C15	560	480	230

4/ Inyección y sellado

•El objetivo de la inyección en la sección principal del cable y del sellado de los anclajes es proteger los cables frente a la corrosión. La inyección en el cable se lleva a cabo por medio de llenado, bien mediante una lechada de cemento que constituye un medio de pasivación para los elementos de acero, bien con productos hidrófobos, como la grasa o la cera, que crean un revestimiento continuo y estanco a los agentes agresivos.

•Para que la protección contra la corrosión sea efectiva, es recomendable garantizar un llenado total de los conductos, sin que se produzcan bolsas de aire que puedan convertirse en zonas de acumulación de agua infiltrada. Este objetivo normalmente se logra seleccionando la velocidad de progresión adecuada de la lechada en la vaina y mediante purgas en los puntos altos de los cables desviados.

• En el caso de los trazados complejos, por ejemplo si se trata de cables muy desviados o incluso verticales, o para paliar las posibles dificultades de instalación de purgas en puntos altos, Freyssinet ha desarrollado técnicas de inyección específicas que se describen a continuación.

Inyección en vacío

Su finalidad es lograr un vacío parcial de aire en el conducto antes de su llenado para no atrapar bolsas de aire. Esta técnica se utiliza exclusivamente para conductos estancos y resulta recomendable para los cables que no permiten situar las purgas en puntos altos.

En el caso de los cables horizontales desviados, puede combinarse con el empleo de la lechada tixotrópica Freyssiflow TX para obtener un mejor llenado.

También permite realizar inyecciones en cables en forma de U desde un anclaje superior sin temor a que se produzca un efecto de hundimiento del frente de la lechada.

Reinyección de los puntos altos

Cuando existe un riesgo importante de exudación en los puntos altos del trazado de los cables o cables con mucha desviación o incluso verticales, es conveniente volver a inyectar estos puntos altos para purgar la lechada pobre. El volumen que debe purgarse se evalúa caso a caso tomando como referencia la amplia experiencia de Freyssinet.

Freyssinet también ha desarrollado disposiciones tecnológicas concretas para los casos en los que no es posible sacar un tubo de reinyección del paramento.

Inyección en los cables con torones envainados y protegidos antes del tensado

Los cables formados por torones envainados y protegidos situados en un conducto deben inyectarse con una lechada de cemento antes de su tensado. Cuando se ha endurecido, la lechada desempeña la función de separador entre los torones e impide el aplastamiento de las vainas plásticas individuales a la altura de las desviaciones del trazado. Esta técnica perfeccionada por Freyssinet garantiza la estanquidad de la vaina de cada cordón y su correcto desplazamiento durante el tesado.



Formulación de la lechada de cemento en el laboratorio de Freyssinet



Capots de inyección



Para reducir las pérdidas de cargas hidráulicas en los puntos de inyección, Freyssinet ha desarrollado conectores de vainas que permiten inyectar el producto de protección por la parte trasera del bloque de anclaje a través de un tubo de gran diámetro.

Esta disposición se adapta perfectamente a los cables verticales de gran altura. También facilita las posibles operaciones de reinyección en las cabezas de anclajes.



Capot permanente en plástico



Toma de inyección sobre conducto en PEAD

Capots permanentes

Los anclajes de pretensado se protegen mediante un sellado de hormigón si el anclaje está situado en un cajetín o por medio de una tapa permanente cuando el anclaje debe mantenerse accesible para permitir intervenciones posteriores. Los capots permanentes también se utilizan para la inyección en los conductos. Pueden ser de fundición (galvanizadas o pintadas, según se elija) o de plástico.

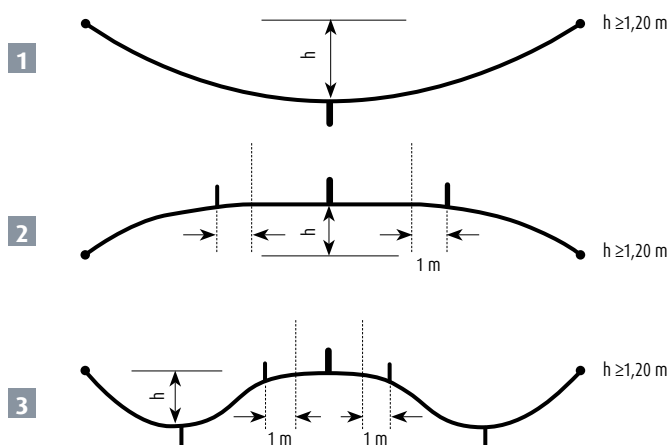
Purgas y toma de inyección

Los esquemas que aparecen a continuación muestran las posiciones de las purgas y los tubos de inyección para trazados relativamente simples.

Figura 1 En los trazados parabólicos en forma de U que presentan un desnivel superior a 1,2 m, se coloca un tubo de inyección en el punto bajo.

Figura 2 En los trazados parabólicos en forma de U invertida que presentan un desnivel superior a 1,2 m, se colocan en el punto alto una purga y dos tubos descentrados. Durante la reinyección desde el punto alto, uno de ellos funciona como tubo de inyección y el otro como purga.

Figura 3 Los cables horizontales que presentan dos ondulaciones en forma de U separadas por una zona recta y que tienen un desnivel superior a 1,2 m deben inyectarse desde uno de los puntos bajos, inclusive la zona recta, y debe repetirse la inyección desde el otro punto bajo realizando en este caso la purga desde la zona horizontal.



Para los trazados más complejos, le recomendamos que pida asesoramiento a los servicios técnicos de Freyssinet.





Más de 60 agencias en todo el mundo

AMÉRICA

- **Argentina**
Freyssinet - Tierra Armada S.A.
- **Brasil**
Freyssinet Brazil Ltda
- **Canadá**
Freyssinet Canada Ltée
- **Chile**
Freyssinet Tierra Armada Chile S.A.
- **Colombia**
Freyssinet Colombia
- **El Salvador**
Fessic S.A De C.V.
- **Estados Unidos**
Freyssinet Inc.
- **México**
Freyssinet de México - Tierra Armada S.A.
- **Panamá**
Freyssinet
- **Venezuela**
Freyssinet - Tierra Armada CA

EUROPA

- **Bélgica**
Freyssinet Belgium N.V.
- **Bulgaria**
Freyssinet

- **Dinamarca**
A/S Skandinavisk Spaendbeton
- **España**
Freyssinet S.A.
- **Estonia**
Latvijas Tilti
- **Francia**
Freyssinet France
Freyssinet International & Cie
- **Hungría**
Pannon Freyssinet Kft
- **Irlanda**
Freyssinet Ireland
- **Islandia**
A/S Skandinavisk Spaendbeton
- **Letonia**
Latvijas Tilti
- **Lituania**
Latvijas Tilti
- **Macedonia**
Freyssinet Balkans
- **Noruega**
A/S Skandinavisk Spaendbeton
- **Países Bajos**
Freyssinet Nederland B.V.

- **Polonia**
Freyssinet Polska Sp. z o.o
- **Portugal**
Freyssinet - Terra Armada S.A
- **Rumanía**
Freyrom
- **Reino Unido**
Freyssinet Ltd
- **Rusia**
Freyssinet
- **Serbia**
Freyssinet
- **Eslovenia**
Freyssinet Adria SI d.o.o.
- **Suecia**
A/S Skandinavisk Spaendbeton
- **Suiza**
Freyssinet S.A.
- **Turquía**
Freysas

ÁFRICA Y ORIENTE MEDIO

- **Abu Dhabi**
Freyssinet Middle East LLC
- **Sudáfrica**
Freyssinet Posten (Pty) Ltd
- **Argelia**
Freyssinet Argelia
- **Arabia Saudí**
Freyssinet Menard Saudi Arabia Ltd.
- **Dubai**
Freyssinet Gulf LLC
- **Egipto**
Freyssinet Menard Egypt SAE
- **Jordania**
Freyssinet Jordan LLC
- **Kuwait**
Freyssinet Kuwait
- **Marruecos**
Freyssima

Omán

- Freyssinet Arabian Sea LLC
- **Qatar**
Freyssinet Menard Qatar WLL
- **Sharja**
Freyssinet Menard
Northern Emirates LLC
- **Túnez**
Freyssinet

ASIA

- **Corea del Sur**
Freyssinet Korea Co. Ltd
- **Hong Kong**
Freyssinet Hong Kong Ltd
Freyssinet Insight Sewer Services Ltd
- **India**
Freyssinet Menard INDIA Pvt Ltd
- **Indonesia**
PT Freyssinet Total Technology
- **Japón**
Freyssinet KK Japon
- **Macao**
Freyssinet Macau Ltd
- **Malasia**
Freyssinet PSC (M) SDN BHD

Pakistán

- Freyssinet Pakistan
- **Singapur**
PSC Freyssinet (S) Pte. Ltd
- **Taiwán**
Freyssinet Taiwan Engineering
- **Tailandia**
Freyssinet Thailand Ltd
- **Vietnam**
Freyssinet Vietnam

OCEANÍA

- **Australia**
Freyssinet Australia Pty Ltd
- **Nueva Zelanda**
Freyssinet New Zealand Ltd

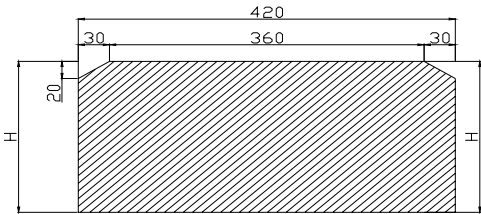


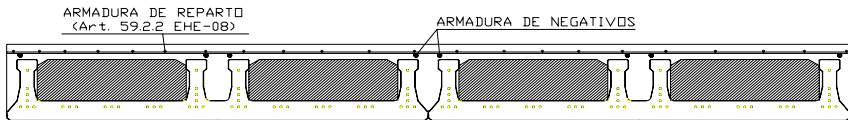
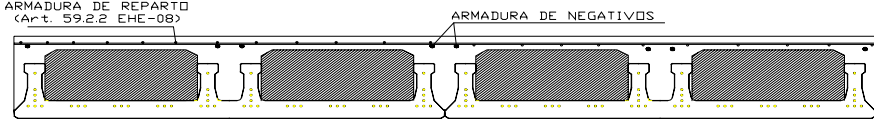
FREYSSINET
SUSTAINABLE TECHNOLOGY

1 bis, rue du Petit Clamart 78140 Vélizy-Villacoublay - Francia
Tel.: +33 1 46 01 84 84 - Fax: +33 1 46 01 85 85
www.freyssinet.com

Peso: 2,35 KN/ml = 1,95 KN/m2

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS – SEGÚN EHE-08- DEL FORJADO DE PRELOSAS PRETENSADAS- LUFORT PHP-15	
FABRICANTE: Nombre: PREFABRICADOS LUFORT, S.L. FÁBRICA: Dirección: Ctra. Alborache a Silla, Km 9,4 Localidad: TURIS (VALENCIA) Código Postal: 46389	
TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Jesús Cardells Cifre - Ingeniero Industrial	
REPRESENTANTE DE LA EMPRESA José Luis Luján Roselló	
HOJA 2 de 6	

2. BLOQUE ALIGERANTE			
			
DIMENSIONES (mm)			PESO (N / ml)
420 x 85 x L	FORJADO CANTO 15+5	POLIEXTIRENO EXPANDIDO TIPO I DENSIDAD 100 N/m3	3,51
420 x 135 x L	FORJADO CANTO 15+10		5,61

3. FORJADO (Cotas en cm).			
<p>FORJADO CANTO 15+5</p>  <p>FORJADO CANTO 15+10</p> 	TIPO	H (cm)	Peso (KN/m2)
	15+5	20	3,50
	15+10	25	3,95

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS – SEGÚN EHE-08 - DEL FORJADO DE PRELOSAS PRETENSADAS- LUFORT PHP-15	
FABRICANTE: Nombre: PREFABRICADOS LUFORT, S.L. FÁBRICA: Dirección: Ctra. Alborache a Silla, Km 9,4 Localidad: TURIS (VALENCIA) Código Postal: 46389	
TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Jesús Cardells Cifre - Ingeniero Industrial REPRESENTANTE DE LA EMPRESA José Luis Luján Roselló	
HOJA 3 de 6	

4. ARMADURA DE REPARTO (Art. 59.2.2 – Tabla 42.3.5 - EHE-08)

En la losa superior del hormigón vertido en obra se dispondrá una armadura de reparto de diámetro **mínimo** 4 mm y con separaciones en dirección paralela y perpendicular a los nervios no mayor que 35 cm.

La cuantía geométrica en tanto por 1000 de esta armadura (referida al espesor de la capa de compresión vertida en obra) deberá ser, como mínimo:

- a) En la dirección perpendicular a los nervios: 1,4 (Aceros con límite elástico 400 N/mm²)
1,1 (Aceros con límite elástico 500 N/mm²)
- b) En la dirección paralela a los nervios: 0,7 (Aceros con límite elástico 400 N/mm²)
0,6 (Aceros con límite elástico 500 N/mm²)

5. MATERIALES

Hormigón de la prelosa :	HP-40/S/12/IIb	Resistencia a compresión de proyecto $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	Coef. de seguridad = 1,50
Hormigón vertido en obra :			
Con capa de compresión 5-10 cm	HA-25/B/20/I	Resistencia a compresión de proyecto $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$	Coef. de seguridad = 1,50
	HA-25/B/20/IIa	Resistencia a compresión de proyecto $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$	Coef. de seguridad = 1,50
	HA-30/B/20/IIb	Resistencia a compresión de proyecto $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$	Coef. de seguridad = 1,50
Acero de pretensar	Y 1860 C4	Límite elástico $f_k = 1560 \text{ N/mm}^2$ Alargamiento de rotura 5 %	Coef. de seguridad = 1,15
	Y 1860 C5	Límite elástico $f_k = 1560 \text{ N/mm}^2$ Alargamiento de rotura 5 %	Coef. de seguridad = 1,15
	Y 1770 C6	Límite elástico $f_k = 1500 \text{ N/mm}^2$ Alargamiento de rotura 5 %	Coef. de seguridad = 1,15
Acero armadura superior	B- 500S	Límite elástico $f_k = 500 \text{ N/mm}^2$ Alargamiento de rotura 12 %	Coef. de seguridad = 1,15
		NOTA : Tipificación de materiales empleados, según EHE	

NOTAS:

- Los espesores totales de recubrimiento exigidos en el Art.37.2.4 de la EHE-08 se podrán completar con el espesor de los revestimientos del forjado que sean compactos e impermeables y tengan carácter definitivo y permanente. Los requisitos del articulado corresponden estrictamente a exigencias de durabilidad del forjado. Otros criterios, (p.ej. los de protección contra el fuego) pueden requerir mayores espesores de recubrimiento o la aplicación de otras protecciones específicas.
- La resistencia característica a compresión del hormigón vertido en obra estará de acuerdo con el tipo de ambiente considerado.

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS – SEGÚN EHE-08- DEL FORJADO DE PRELOSAS PRETENSADAS- LUFORT PHP-15

FABRICANTE:

Nombre: PREFABRICADOS LUFORT, S.L.

FÁBRICA:

Dirección: Ctra. Alborache a Silla, Km 9,4

Localidad: TURIS (VALENCIA)

Código Postal: 46389

TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA

Jesús Cardells Cifre - Ingeniero Industrial

REPRESENTANTE DE LA EMPRESA

José Luis Luján Roselló

HOJA 4 de 6

6. ARMADO DE LA PRELOSA

TIPO DE PRELOSA		T1	T2	T3	T4	T5
	N4	2 ϕ 4	4 ϕ 4	4 ϕ 5	4 ϕ 6	4 ϕ 6
	N3	-----	-----	-----	-----	-----
	N2	-----	-----	-----	-----	-----
	N1	6 ϕ 5	10 ϕ 5	16 ϕ 5	24 ϕ 5	30 ϕ 5
TENSIÓN INICIAL EN TODOS LOS NIVELES (N/mm ²)	Alambres	1327,5				
(%) PÉRDIDAS TOTALES A PLAZO INFINITO	c.d.g.	15,60	17,00	19,50	23,80	26,90

7. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LA PRELOSA AISLADA

TIPO DE PRELOSA	Módulo Resistente Inferior Winf (cm ³)	P.e (KN.m)	Rigidez Homog. (m ² ..KN)	Tensión inicial debida al pretensado (*) (N/mm ²)		Momentos sollicitación máximos durante ejecución		Mu1 (m KN)	Mu2 (m KN)	Vu (KN)
				σ inf	σ sup	M ₁ (vano) (m KN)	M ₂ (sopanda) (m KN)			
1	2846,20	- 4,10	7410	-3,70	0,00	10,75	-5,05	18,15	-7,25	14,10
2	2867,10	- 8,15	7424	-5,90	-0,10	20,41	-5,18	33,20	-14,90	19,05
3	2894,05	- 13,72	7488	-9,40	-0,10	31,15	-5,76	56,35	-23,02	26,88
4	2941,15	- 21,44	7512	-13,80	-0,20	42,60	-5,81	82,68	-32,85	32,52
5	2970,25	- 29,02	7569	-18,00	-0,15	43,15	-6,11	95,16	-34,94	35,60

NOTA: esfuerzos por prelosa

* (Signo negativo: tensiones de compresión).

NOTAS:

- 1- Los momentos Mu1 y Mu2 son los momentos flectores últimos que resiste la vigueta a flexión positiva y negativa, respectivamente.
- 2- Valor de Vu calculado según el Art. 44.2.3.2.1.1 de la Instrucción EHE-08

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS – SEGÚN EHE-08- DEL FORJADO DE PRELOSAS PRETENSADAS- LUFORT PHP-15	
FABRICANTE: Nombre: PREFABRICADOS LUFORT, S.L. FÁBRICA: Dirección: Ctra. Alborache a Silla, Km 9,4 Localidad: TURIS (VALENCIA) Código Postal: 46389	
TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Jesús Cardells Cifre - Ingeniero Industrial REPRESENTANTE DE LA EMPRESA José Luis Luján Roselló	
HOJA 5 de 6	

FLEXIÓN POSITIVA (por m.l.) (1)												
TIPO DE FORJADO	TIPO DE VIGUETA	Mu (m·KN/m)	Módulo resistente Winf (cm³/m)	β(*)	Rigidez (m²·KN/m)		M Límite servicio según clase de exposición (m·KN/m) (3)				Vu (KN/m) (2)	Rasante (KN/m)
					Total E.l _b	Fisurada E.l _{fis}	Mo	Mo'	Mfis	Mo,2		
(15+5) x 120	1	22,75	8317	4,40	28515	489	13,20	13,96	22,75	22,75	20,30	55,20
	2	41,60	8399	4,40	28515	899	23,02	24,68	27,60	41,30	27,24	55,20
	3	68,65	8458	4,40	28515	1488	40,01	41,28	46,33	55,38	36,11	55,20
	4	104,08	8516	4,40	28515	2290	53,08	63,13	71,07	78,16	47,09	55,20
	5	133,52	8569	4,40	28515	2797	67,12	79,22	88,10	100,14	53,45	55,20
(15+10) x 120	1	28,27	9778	5,01	34772	718	15,19	17,40	28,27	28,27	23,51	69,74
	2	46,80	9811	5,01	34772	1105	25,48	29,29	32,10	46,80	30,90	69,74
	3	75,02	9897	5,01	34772	1801	43,02	46,02	51,55	60,19	40,11	69,74
	4	110,77	9965	5,01	34772	2598	56,70	67,07	75,14	83,98	52,03	69,74
	5	142,65	10070	5,01	34772	3211	71,00	83,11	92,90	114,91	58,95	69,74

(2)ESFUERZO CORTANTE ULTIMO DE LA SECCION EN KN/m

Esfuerzo cortante último de la sección Vu2 obtenido según EHE-08 Art. 44.2.3.2.1.2. El valor de Vu2 es superior al valor mínimo especificado en este artículo y superior al valor de cortante último de la prelosa aislada calculado según el Art. 44.2.3.2.1.1.

(3) Se facilitarán cuatro momentos distintos, cada uno de los cuales corresponderá a una clase de exposición determinada, según EHE:

Mo momento de descompresión de la fibra inferior de la sección.

Mo' momento que produce tensión nula en la fibra de la sección situada a la profundidad de la armadura inferior.

Mfis momento de apertura de fisura en la fibra más traccionada de la sección.

Mo,2 momento para el que se produce fisura de ancho 0,2 mm.

* $\beta = (I_b)_{forjado} / (I_b)_{prelosa}$

Los momentos y cortantes de las cargas mayoradas con los coeficientes empleados (para cargas permanentes y sobrecargas) deben ser no mayores que los valores últimos.

N	TA	(1) a 28 días. Para otra edad se multiplicará por el factor.								
		Edad	7 días	14 días	21 días	28 días	3 meses	6 meses	1 año	> 5 años
		Rigidez	0,83	0,89	0,91	1,00	1,06	1,13	1,16	1,20
		Mfis.....	0,78	0,86	0,96	1,00	1,10	1,17	1,22	1,27

Según clase de exposición, abertura máxima de fisura wkI = 0,2' mm wkIIa , IIb = 0,2 wkIII y IV = descompresión (¹ ver Art.49.2.4 EHE)

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS – SEGÚN EHE-08- DEL FORJADO DE PRELOSAS PRETENSADAS- LUFORT PHP-15	
FABRICANTE: Nombre: PREFABRICADOS LUFORT, S.L. FÁBRICA: Dirección: Ctra. Alborache a Silla, Km 9,4 Localidad: TURIS (VALENCIA) Código Postal: 46389	
TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Jesús Cardells Cifre - Ingeniero Industrial REPRESENTANTE DE LA EMPRESA José Luis Luján Roselló	
HOJA 6 de 6	

TIPODE FORJADO	FLEXIÓN NEGATIVA (por m.l.) (1)												Rasante (KN/m)
	Armadura Superior Por Nervio (B-500 S)	M _u (m ·KN/m)		M _{fis} (m ·KN/m)	Rigidez (m ² ·KN/m)		M Límite servicio según clase exposición (3)				V _u (KN/m) (2)		
		SEC. TIPO	SEC. MAC.		Total E.l _b	Fisurada E.l _{fis}	I	II _a -II _b	III _a -IV	III _c	SEC. TIPO.	SEC. MAC.	
(15+5) x 120	6 Ø 10	27,95	29,38	25,53	32232	2848	27,95	27,95	27,70	24,52	20,45	69,70	55,20
	6 Ø 12	40,74	42,04	25,83	32440	3984	40,45	34,99	29,95	25,42	23,06	78,65	55,20
	6 Ø 16	73,57	73,71	26,56	32976	6696	62,28	50,50	39,60	29,85	27,96	95,30	55,20
	10 Ø16	120,72	121,04	27,68	33760	10464	124,57	95,76	67,96	42,55	33,15	113,00	55,20
	8 Ø 20	149,54	150,24	28,38	34240	12664	147,48	112,71	78,92	47,60	35,60	121,39	55,20
(15+10) x 120	6 Ø 10	34,75	36,74	31,85	40175	3510	34,75	34,75	34,40	31,01	25,10	87,13	69,74
	6 Ø 12	50,60	52,55	32,17	40485	4952	50,26	43,29	37,19	31,22	28,25	98,34	69,74
	6 Ø 16	91,81	92,14	33,05	41100	8310	77,60	63,04	49,30	37,12	34,22	119,15	69,74
	10 Ø16	150,02	151,30	34,28	42020	13004	155,15	119,45	84,04	53,01	41,05	141,26	69,74
	8 Ø 20	186,07	187,80	35,19	42350	15789	184,02	140,17	98,08	59,07	44,02	151,77	69,74

(2)ESFUERZO CORTANTE ULTIMO DE LA SECCION EN KN/m

Esfuerzo cortante último de la sección V_{u2} obtenido según EHE-08 Art. 44.2.3.2.1.2. El valor de V_{u2} es superior al valor mínimo especificado en este artículo.

(3) Se facilitan cuatro momentos distintos, cada uno de los cuales corresponde a una clase de exposición

M_{0,1} momento para el que la abertura de fisura es de 0,1 mm , correspondiente al ambiente IIIc

M_{0,2} momento para el que la abertura de fisura es de 0,2 mm , correspondiente a los ambientes III,IV

M_{0,3} momento para el que la abertura de fisura es de 0,3 mm , correspondiente al ambiente II

M_{0,4} momento para el que la abertura de fisura es de 0,4 mm , correspondiente al ambiente I

Según clase de exposición, abertura máxima de fisura :

W_{KI} = 0,4 mm

W_{KII} = 0,3 mm

W_{KIII y IV} = 0,2 mm

W_{KIIIc} = 0,1 mm

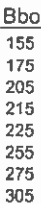
Los momentos y cortantes de las cargas mayoradas con los coeficientes empleados (para cargas permanentes y sobrecargas) deben ser no mayores que los valores últimos.

NOTA : (1) a 28 días. Para otra edad se multiplicará por el factor.

Edad	7 días	14 días	21 días	28 días	3 meses	6 meses	1 año	> 5 años
Rigidez	0,83	0,89	0,91	1,00	1,06	1,13	1,16	1,20
Mfis.....	0,78	0,86	0,96	1,00	1,10	1,17	1,22	1,27

Ficha nº13004/01-09-13

Recubrimientos (mm)	
r-lat	20,0
r-inf	20,0
r-sup	20,0

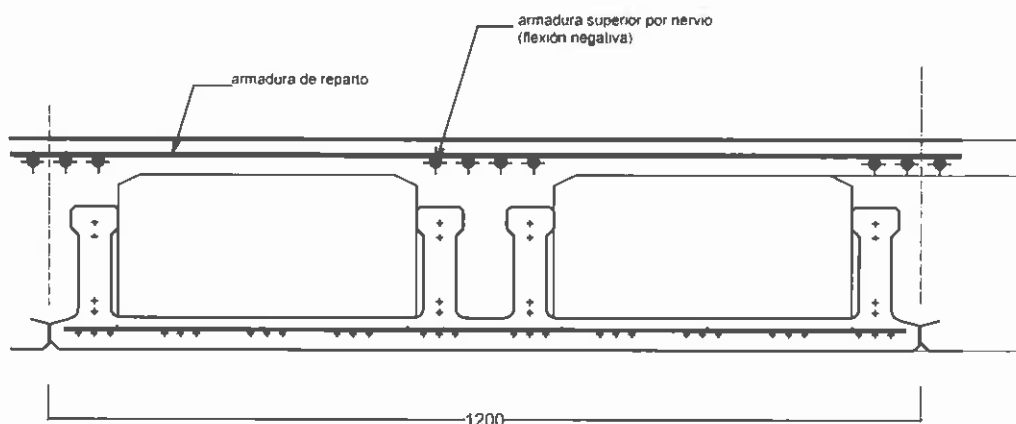


FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL FORJADO DE SEMILOSA PRETENSADA SEGUN EHE-08	
FABRICANTE: PREFABRICADOS RODÍÑAS, S.L. 15895 AMENEIRO (TEO) SANTIAGO DE COMPOSTELA (A CORUÑA)	
Semilosa Pretensada Tipo T.20 v.3 (200 x 1200)	
TECNICO AUTOR DE LA MEMORIA Asensio Martínez Ruiz Ingeniero Industrial	
HOJA 2 de 20	Ficha nº13004/01-09-13

3.a FORJADO sencillo (cotas en mm)

Peso (kN/m²) Poliestireno

b+a (mm)	P.
200+ 50	3,54
220+ 50	3,68
250+ 50	3,89
260+ 50	3,96
270+ 50	4,03
300+ 50	4,25
320+ 50	4,39
350+ 50	4,60



4. MATERIALES

		Resistencia a compresión de proyecto		Coefficiente de seguridad
HORMIGON DE SEMILOSA T.200 v.3	Tipos TODOS : HP-40/P/12/IIb,	$f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$		$\gamma_c = 1,50$
HORMIGON VERTIDO EN OBRA	HA-25/B/12/IIa,	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$		$\gamma_c = 1,50$
ACERO DE PRETENSAR	Y 1860 C 5 I	$f_{yk} = 1580 \text{ N/mm}^2$	$f_{max, k} = 1860 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_s = 1,15$
ARMADURA PASIVA	B 500 S	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$		$\gamma_s = 1,15$

Los espesores totales de recubrimiento exigidos en la EHE-08 (art.37.2.4) se podrán completar con el espesor de los revestimientos del forjado que sean compactos e impermeables y tengan carácter definitivo y permanente

La resistencia característica del Hormigón en Obra estará de acuerdo con el Ambiente en Obra y el recubrimiento total será completado con el revestimiento adecuado para dicho ambiente.

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE VIGUETA PRETENSADA SEGUN EHE-08									
FABRICANTE: PREFABRICADOS RODIÑAS, S.L. 15895 AMENEIRO (TEO) SANTIAGO DE COMPOSTELA (A CORUÑA)									
Semilosa Pretensada Tipo T.20 v.3 (200 x 1200)									
TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA: Asensio Martínez Ruiz Ingeniero Industrial									
HOJA 2 de 3		Ficha nº13004/12-09-13							
3. ARMADO DE LA SEMILOSA									
TIPO DE SEMILOSA		T-1	T-2	T-3	T-4	T-5	T-6	T-7	
SITUACION DE LAS ARMADURAS	z	-	-	-	-	-	-	4 ø 5	
	y	4 ø 5	4 ø 5	4 ø 5	4 ø 5	4 ø 5	4 ø 5	-	
	x2	-	-	-	-	-	-	-	
	x	-	-	-	-	-	-	-	
	x1	-	-	-	-	-	-	-	
	w2	-	-	-	-	-	-	-	
	w	-	-	-	4 ø 5	4 ø 5	4 ø 5	4 ø 5	
	w1	-	-	4 ø 5	-	4 ø 5	4 ø 5	4 ø 5	
v	12 ø 5	16 ø 5	16 ø 5	20 ø 5	20 ø 5	24 ø 5	28 ø 5		
TENSION INICIAL (todos los niveles) (N/mm²)		1280	1280	1280	1280	1280	1280	1280	
(%)PERDIDAS TOTALES A	V,W,X	15,50	17,24	18,37	19,75	20,88	22,45	23,83	
	Y,Z	14,49	14,10	14,96	15,20	16,06	15,68	14,89	
PLAZO INFINITO		c.d.g.	15,24	16,62	17,81	19,11	20,28	21,71	22,95
4. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LA SEMILOSA AISLADA									
TIPO DE VIGUETA		T-1	T-2	T-3	T-4	T-5	T-6	T-7	
Modulo resistente (cm ³)	Winf	4981,76	5023,84	5029,70	5061,33	5066,97	5108,16	5187,09	
	Wsup	2164,67	2167,23	2166,57	2170,93	2170,30	2172,82	2199,42	
P.e (kN·mm)		-1531	-4727	-5347	-7168	-7735	-10638	-11904	
Tension debida al pretensado N/mm²	σp.inf	4,87	6,71	7,95	9,46	10,67	12,43	13,79	
	σp.sup	3,69	3,05	3,78	3,82	4,53	3,89	4,14	
Momento Ultimo (m·kN)*	Mu Positivo	46,04	53,66	55,63	58,33	58,40	59,51	61,31	
	Mun Negativo	21,63	22,14	25,65	27,53	30,51	30,33	32,25	
Rigidez total (MN·m²)		9,32	9,35	9,36	9,39	9,39	9,42	9,54	
Cortante (kN)	Vu21.1	54,93	56,48	58,95	60,77	62,95	64,07	65,72	
	Vu21.2	58,77	60,69	63,74	65,97	68,64	70,01	72,02	
	Vu2	46,94	49,35	51,53	56,37	60,13	63,40	67,97	
Mts. de servicio positivos ** (m·kN)	Mo D	21,71	29,94	35,22	41,82	46,84	54,46	60,83	
	Mo' TL	26,94	36,48	42,99	50,85	57,04	65,93	73,62	
	M0.2 FC	42,91	52,13	55,63	58,33	58,40	59,51	61,31	
(1) Mto. fisuracion (m·kN)		45,34	53,56	58,85	65,45	70,47	78,08	84,46	
NOTA: esfuerzos por intereje virtual									
(1) Momento de fisuracion segun Articulo 50.2.2.2 de la EHE-08									

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL FORJADO DE SEMILOSAS PRETENSADAS SEGUN EHE-08	
FABRICANTE PREFABRICADOS RODIÑAS, S.L. 15895 AMENEIRO (TEO) SANTIAGO DE COMPOSTELA (A CORUÑA)	
Semilosa Pretensada Tipo T.20 v.3 (200 x 1200)	
TECNICO AUTOR DE LA MEMORIA Asensio Martínez Ruiz Ingeniero Industrial	
HOJA 4 de 20	Ficha nº13004/01-09-13

FORJADO

L.- (200+50) con SP T.200 v.3

TIPO DE SEMILOSAS	FLEXION POSITIVA											
	Modulo resistente W_{inf} (cm ³ /m)	M_u (mkN/m)	β	Rigidez (m ² ·MN/m)		M limite servicio ** (m·kN/m)			V_u (kN/m) ***			Rasante $M_d \leq M_{fis}$
				total E-I	fisurada E-I _{fis}	M_o D	M_o' I-I	$M_{0,2}$ F-C	V_{u2}	$V_{u2I.1}$	$V_{u2I.2}$	(kN/m)
T-1	8.361	70,70	3,94	30,60	2,97	36,44	40,12	56,35	42,70	72,42	76,73	60,07
T-2	8.437	90,37	3,95	30,77	3,81	50,28	54,31	70,65	45,33	73,74	78,52	61,21
T-3	8.479	106,02	3,96	30,84	4,39	59,38	64,25	82,13	45,33	75,87	81,39	59,88
T-4	8.542	121,18	3,96	30,98	5,08	70,58	76,05	94,35	46,97	77,46	83,51	59,48
T-5	8.583	132,90	3,97	31,05	5,63	79,34	85,63	104,90	50,11	79,39	86,07	58,51
T-6	8.659	145,56	3,98	31,22	6,37	92,31	98,94	117,16	52,83	80,39	87,40	58,43
T-7	8.738	155,64	3,95	31,41	7,07	102,47	109,78	127,80	56,64	81,87	89,35	58,25

RESISTENCIA AL FUEGO

TIPO DE VIGUETA	Características mecánicas despues del tiempo t. de permanencia al fuego normalizado que se indica									
	Momento último (mkN/m)								REI	
	t=30'		t=60'		t=90'		t=120'		$\mu f_i \geq 0,6$	$0,5 < \mu f_i < 0,6$
	$M_{u30'}$	(μf_i)	$M_{u60'}$	(μf_i)	$M_{u90'}$	(μf_i)	$M_{u120'}$	(μf_i)		
T-1	65,03	0,92	33,56	0,47	20,71	0,29	16,13	0,23	REI 30	REI 30
T-2	82,74	0,92	41,65	0,46	24,65	0,27	18,55	0,21	REI 30	REI 30
T-3	100,83	0,95	59,26	0,56	41,07	0,39	32,63	0,31	REI 30	REI 60
T-4	114,45	0,94	66,55	0,55	45,15	0,37	36,55	0,30	REI 30	REI 60
T-5	127,92	0,96	83,12	0,63	60,93	0,46	50,16	0,38	REI 60	REI 60
T-6	140,21	0,96	90,53	0,62	64,55	0,44	52,43	0,36	REI 60	REI 60
T-7	150,09	0,96	95,52	0,61	65,90	0,42	52,45	0,34	REI 60	REI 60

RESISTENCIA TÉRMICA

m ² °K/W	TIPO DE BOVEDILLA
0,398	POLIESTIRENO

RA

dB(A)	TIPO DE BOVEDILLA
55,0	POLIESTIRENO

Ln,w

dB	TIPO DE BOVEDILLA
74,4	POLIESTIRENO

NOTA. La resistencia térmica no incluye la resistencia termica superficial ni ninguna otra capa adicional como por ejemplo el enlucido o el solado. En consecuencia para calcular la transmitancia térmica se deberán añadir a la resistencia térmica que se indica las resistencias de cada una de las capas adicionales y las resistencias termicas superficiales de acuerdo con el Apéndice E del Documento Básico HE Ahorro de Energía del Código Técnico de la Edificación

RA=Índice global de reducción acústica,ponderado A, del forjado (Ver anejo A del DB-HR del Código Técnico de la Edificación)

Ln,w =Nivel global de presión de ruido de impactos normalizado del forjado (Ver anejo A del DB-HR del Código Técnico de la Edificación)

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL FORJADO DE SEMILOSAS PRETENSADAS SEGUN EHE-08	
FABRICANTE PREFABRICADOS RODIÑAS, S.L. 15895 AMEÑEIRO (TEO) SANTIAGO DE COMPOSTELA (A CORUÑA)	
Semilosa Pretensada Tipo T.20 v.3 (200 x 1200)	
TECNICO AUTOR DE LA MEMORIA Asensio Martínez Ruiz Ingeniero Industrial	
HOJA 6 de 20	Ficha nº13004/01-09-13

FORJADO

2.- (220+50) con SP T.200 v.3

TIPO DE SEMLOSA	FLEXION POSITIVA											
	Módulo resistente Winf (cm³ /m)	Mu (mkN/m)	β	Rigidez (m² MN/m)		M limite servicio ** (m·kN/m)			Vu (kN·m) ***			Rasante
				total E·I	fisurada E·Ifis	Mo D	Mo' TL	M0,2 FC	Vu2	Vu2I.1	Vu2I.2	Md<=Mfis (kN·m)
T-1	9.458	78,50	4,80	37,31	3,58	41,22	45,00	62,85	46,41	78,36	83,01	66,47
T-2	9.542	100,14	4,81	37,51	4,59	56,86	60,91	78,59	48,12	79,80	84,95	67,59
T-3	9.592	117,86	4,82	37,61	5,31	67,17	72,07	91,42	48,12	82,14	88,08	66,28
T-4	9.662	135,53	4,83	37,77	6,15	79,84	85,29	104,73	48,30	83,87	90,39	65,86
T-5	9.711	148,56	4,84	37,87	6,81	89,77	96,05	116,42	50,36	85,97	93,17	64,83
T-6	9.795	162,22	4,85	38,07	7,72	104,42	110,97	129,94	52,83	87,07	94,61	64,67
T-7	9.880	173,09	4,82	38,29	8,54	115,87	123,06	141,70	56,64	88,68	96,74	64,18

RESISTENCIA AL FUEGO

TIPO DE VIGUETA	Características mecánicas después del tiempo t, de permanencia al fuego normalizado que se indica									
	Momento ultimo (mkN/m)								REI	
	t=30'		t=60'		t=90'		t=120'		$\mu\bar{f}\geq 0,6$	0,5< $\mu\bar{f}$ <0,6
	Mu30'	($\mu\bar{f}$)	Mu60'	($\mu\bar{f}$)	Mu90'	($\mu\bar{f}$)	Mu120'	($\mu\bar{f}$)		
T-1	72,53	0,92	38,04	0,48	24,00	0,31	18,99	0,24	REI 30	REI 30
T-2	92,02	0,92	46,89	0,47	28,30	0,28	21,63	0,22	REI 30	REI 30
T-3	112,30	0,95	66,56	0,56	46,54	0,39	37,26	0,32	REI 30	REI 60
T-4	128,61	0,95	74,74	0,55	51,22	0,38	41,76	0,31	REI 30	REI 60
T-5	143,97	0,97	93,33	0,63	68,77	0,46	56,91	0,38	REI 60	REI 60
T-6	156,49	0,96	101,44	0,63	72,81	0,45	59,42	0,37	REI 60	REI 60
T-7	166,68	0,96	107,20	0,62	74,53	0,43	59,64	0,34	REI 60	REI 60

RESISTENCIA TÉRMICA

m ² °K/W	TIPO DE BOVEDILLA
0,435	POLIESTIRENO

RA

dB(A)	TIPO DE BOVEDILLA
55,6	POLIESTIRENO

Ln,w

dB	TIPO DE BOVEDILLA
73,7	POLIESTIRENO

NOTA. La resistencia térmica no incluye la resistencia térmica superficial ni ninguna otra capa adicional como por ejemplo el enlucido o el solado. En consecuencia para calcular la transmitancia térmica se deberán añadir a la resistencia térmica que se indica las resistencias de cada una de las capas adicionales y las resistencias térmicas superficiales de acuerdo con el Apéndice E del Documento Básico HE Ahorro de Energía del Código Técnico de la Edificación

RA=Índice global de reducción acústica, ponderado A, del forjado (Ver anejo A del DB-HR del Código Técnico de la Edificación)

Ln,w =Nivel global de presión de ruido de impactos normalizado del forjado (Ver anejo A del DB-HR del Código Técnico de la Edificación)

FICHA DE CARACTERISTICAS TECNICAS DEL FORJADO DE SEMILOSA PRETENSADA SEGUN EHE-08	
FABRICANTE: PREFABRICADOS RODIÑAS, S.L. 15895 AMEÑEIRO (TFO) SANTIAGO DE COMPOSTELA (A CORUÑA)	
Semilosa Pretensada Tipo T.20 v.3 (200 x 1200)	
TECNICO AUTOR DE LA MEMORIA Asensio Martinez Ruiz Ingeniero Industrial	
HOJA 7 de 20	Ficha nº13004/01-09-13

FORJADO

2.- (220+50) con SP T. 200 v.3

FLEXION NEGATIVA

Armadura superior por nervio	Asu (mm²)	Mu (mkN/m) B500S		Rigidez (m²·MN/m)		Mfis (mkN/m)	M limite servicio segun clase de exposición (m·kN/m)				Cortante ultimo macizado Vu (kN·m)
		S.Tipo	S.Mac.	total E-I	fisurada E-Ifis		I	II	III-IV	IIc	
1ø 8	50	8,93	-	36,99	0,95	29,21	---	---	---	---	126,87
1ø10	79	14,07	-	37,17	1,48	29,50	---	---	---	---	126,87
2ø 8	100	17,76	-	37,29	1,85	29,71	---	---	---	---	126,87
1ø12	113	20,05	-	37,37	2,09	29,83	---	---	---	---	126,87
3ø 8	151	26,52	-	37,59	2,73	30,20	---	---	---	---	126,87
2ø10	157	27,74	-	37,63	2,85	30,27	---	---	---	---	126,87
4ø 8	201	35,21	-	37,88	3,58	30,69	21,49	20,71	15,60	7,87	126,87
1ø16	201	35,38	-	37,88	3,60	30,70	19,02	14,28	9,53	4,90	126,87
2ø12	226	39,71	-	38,03	4,01	30,94	24,05	23,22	16,55	8,36	126,87
3ø10	236	41,43	-	38,08	4,18	31,04	26,05	24,96	21,92	11,05	126,87
4ø10	314	54,81	-	38,52	5,43	31,79	34,30	32,86	28,86	14,55	126,87
1ø20	314	54,81	-	38,52	5,43	31,79	25,46	19,02	12,76	6,67	126,87
3ø12	339	59,08	-	38,65	5,84	32,04	36,80	35,32	29,85	15,15	126,87
2ø16	402	69,77	-	38,99	6,81	32,64	41,58	39,08	26,08	13,30	126,87
4ø12	452	78,18	-	39,25	7,54	33,12	46,52	43,72	29,17	14,88	126,87
3ø16	603	103,32	-	40,02	9,74	34,56	63,59	61,21	47,89	24,16	126,87
2ø20	628	107,43	-	40,14	10,09	34,80	63,49	54,76	36,42	18,43	126,87
4ø16	804	135,86	-	40,97	12,32	36,45	80,50	69,42	46,17	23,37	126,87
3ø20	942	157,65	-	41,58	13,95	37,73	96,86	93,48	68,08	34,63	126,87
4ø20	1257	205,85	-	42,87	16,79	40,61	128,61	124,13	90,39	45,99	133,39

NOTA no se indican valores de los momentos limite de servicio cuando, al ser el momento ultimo menor que el de fisuración, la sección puede presentar rotura fragil. Salvo estudio conviene no emplear estos armados

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL FORJADO DE SEMILOSAS PRETENSADAS SEGUN EHE-08	
FABRICANTE PREFABRICADOS RODIÑAS, S.L. 15895 AMENEIRO (TEO) SANTIAGO DE COMPOSTELA (A CORUÑA)	
Semilosa Pretensada Tipo T.20 v.3 (200 x 1200)	
TECNICO AUTOR DE LA MEMORIA Asensio Martínez Ruiz Ingeniero Industrial	
HOJA 8 de 20	Ficha nº13004/01-09-13

FORJADO

3.- (250+50) con SP T.200 v.3

TIPO DE SEMLOSA	FLEXION POSITIVA											
	Módulo resistente Winf (cm ³ /m)	Mu (mkN/m)	β	Rigidez (m ² -MN/m)		M límite servicio ** (m-kN/m)			Vu (kN/m) ***			Rasante Md<=Mfis (kN/m)
				total E-I	fisurada E-I _{fis}	Mo D	Mo' TL	M0,2 FC	Vu2	Vu2I.1	Vu2I.2	
T-1	11.190	90,27	6,30	48,96	4,62	48,77	52,68	72,49	51,30	87,30	92,46	76,12
T-2	11.287	114,90	6,31	49,22	5,91	67,26	71,28	90,48	52,22	88,93	94,64	77,28
T-3	11.348	135,71	6,33	49,36	6,86	79,47	84,35	105,35	52,22	91,57	98,15	76,05
T-4	11.430	157,40	6,34	49,57	7,95	94,45	99,82	120,74	52,39	93,52	100,74	75,60
T-5	11.491	173,30	6,35	49,71	8,84	106,22	112,44	134,42	54,40	95,89	103,86	74,46
T-6	11.588	189,11	6,37	49,96	9,99	123,54	129,86	149,74	54,57	97,13	105,48	74,28
T-7	11.683	201,44	6,32	50,23	11,32	137,01	143,94	162,76	56,64	98,95	107,87	73,49

RESISTENCIA AL FUEGO

TIPO DE VIGUETA	Características mecánicas después del tiempo t, de permanencia al fuego normalizado que se indica									
	Momento último (mkN/m)								REI	
	t=30'		t=60'		t=90'		t=120'		μ _{fi} ≥ 0,6	0,5 < μ _{fi} < 0,6
	Mu30'	(μfi)	Mu60'	(μfi)	Mu90'	(μfi)	Mu120'	(μfi)		
T-1	83,75	0,93	44,73	0,50	28,93	0,32	23,27	0,26	REI 30	REI 30
T-2	105,95	0,92	54,73	0,48	33,75	0,29	26,25	0,23	REI 30	REI 30
T-3	129,79	0,96	77,39	0,57	54,69	0,40	44,18	0,33	REI 30	REI 60
T-4	148,85	0,95	87,01	0,55	60,24	0,38	49,53	0,31	REI 30	REI 60
T-5	168,02	0,97	108,67	0,63	80,57	0,46	66,99	0,39	REI 60	REI 60
T-6	182,83	0,97	117,95	0,62	85,17	0,45	69,86	0,37	REI 60	REI 60
T-7	194,37	0,96	124,93	0,62	87,44	0,43	70,43	0,35	REI 60	REI 60

RESISTENCIA TÉRMICA

m ² °K/W	TIPO DE BOVEDILLA
0,490	POLIESTIRENO

RA

dB(A)	TIPO DE BOVEDILLA
56,6	POLIESTIRENO

Ln,w

dB	TIPO DE BOVEDILLA
72,8	POLIESTIRENO

NOTA. La resistencia térmica no incluye la resistencia térmica superficial ni ninguna otra capa adicional como por ejemplo el enlucido o el solado. En consecuencia para calcular la transmitancia térmica se deberán añadir a la resistencia térmica que se indica las resistencias de cada una de las capas adicionales y las resistencias térmicas superficiales de acuerdo con el Apéndice E del Documento Básico HE Ahorro de Energía del Código Técnico de la Edificación

RA=Índice global de reducción acústica, ponderado A, del forjado (Ver anejo A del DB-HR del Código Técnico de la Edificación)

Ln,w =Nivel global de presión de ruido de impactos normalizado del forjado (Ver anejo A del DB-HR del Código Técnico de la Edificación)

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL FORJADO DE SEMILOSA PRETENSADA SEGUN EHF-08	
FABRICANTE PREFABRICADOS RODIÑAS, S.L. 15895 AMENEIRO (TEO) SANTIAGO DE COMPOSTELA (A CORUÑA)	
Semilosa Pretensada tipo 1.20 v.3 (200 x 1200)	
TECNICO AUTOR DE LA MEMORIA Asensio Martinez Ruiz Ingeniero Industrial	
HOJA 9 de 20	Ficha nº13004/01-09-13

FORJADO 3.- (250+50) con SP T. 200 v.3

FLEXION NEGATIVA											
Armadura superior por nervio	Asu (mm²)	Mu (mkN/m) B500S		Rigidez (m²·MN/m)		Mlis (mkN/m)	M limite servicio según clase de exposición (m·kN/m)				Cortante ultimo macizado Vu (kN/m)
		S.Tipo	S.Mac.	total E-I	fisurada E-llis		I	II	III-IV	IIe	
1ø 8	50	10,04	-	48,57	1,20	33,71	---	---	---	---	136,49
1ø10	79	15,80	-	48,80	1,87	34,04	---	---	---	---	136,49
2ø 8	100	19,96	-	48,96	2,35	34,28	---	---	---	---	136,49
1ø12	113	22,53	-	49,06	2,64	34,42	---	---	---	---	136,49
3ø 8	151	29,81	-	49,35	3,46	34,84	---	---	---	---	136,49
2ø10	157	31,18	-	49,40	3,61	34,92	---	---	---	---	136,49
4ø 8	201	39,59	-	49,72	4,54	35,41	24,16	23,29	17,51	8,83	136,49
1ø16	201	39,78	-	49,73	4,56	35,42	21,37	16,03	10,82	5,48	136,49
2ø12	226	44,65	-	49,91	5,10	35,70	27,02	26,09	18,73	9,51	136,49
3ø10	236	46,59	-	49,99	5,28	35,82	29,26	28,04	24,76	12,38	136,49
4ø10	314	61,68	-	50,55	6,92	36,70	38,68	37,06	32,72	16,37	136,49
1ø20	314	61,68	-	50,55	6,92	36,70	28,68	21,62	14,55	7,48	136,49
3ø12	339	66,47	-	50,72	7,39	36,98	41,27	39,61	33,45	16,95	136,49
2ø16	402	78,53	-	51,16	8,65	37,68	46,82	43,97	29,32	14,93	136,49
4ø12	452	88,05	-	51,50	9,65	38,24	52,36	49,17	32,79	16,69	136,49
3ø16	603	116,44	-	52,48	12,45	39,91	71,37	68,69	53,69	27,05	136,49
2ø20	628	121,11	-	52,64	12,91	40,18	71,58	61,67	41,39	21,11	136,49
4ø16	804	153,49	-	53,71	15,94	42,11	90,97	78,38	52,60	26,82	136,49
3ø20	942	178,31	-	54,50	18,01	43,60	109,19	105,38	76,65	38,94	136,49
4ø20	1257	233,61	-	56,17	21,96	46,96	144,95	139,90	101,76	51,69	139,96

NOTA: no se indican valores de los momentos limite de servicio cuando, al ser el momento ultimo menor que el de fisuración, la seccion puede presentar rotura frágil. Salvo estudio conviene no emplear estos armados

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL FORJADO DE SEMILOSA PRETENSADA SEGUN EHE-08	
FABRICANTE: PREFABRICADOS RODIÑAS, S.L. 15895 AMENEIRO (TEO) SANTIAGO DE COMPOSTELA (A CORUÑA)	
Semilosa Pretensada Tipo T.20 v.3 (200 x 1200)	
TECNICO AUTOR DE LA MEMORIA Asensio Martinez Ruiz Ingeniero Industrial	
HOJA 10 de 20	Ficha nº13004/01-09-13

FORJADO

4.- (260+50) con SP T.200 v.3

TIPO DE SEMILOSA	FLEXION POSITIVA											
	Modulo resistente W_{inf} (cm ³ /m)	M_u (mkN/m)	β	Rigidez (m ² MN/m)		M limite servicio ** (m-kN/m)			Vu (kN/m) ***			Rasante
				total E-I	fisurada E-I _{fis}	M_o D	M_o' TL	$M_{0,2}$ FC	Vu_2	$Vu_{2I.1}$	$Vu_{2I.2}$	$M_d \leq M_{fis}$ (kN/m)
T-1	11.789	94,20	6,86	53,28	5,00	51,38	55,33	75,75	52,65	90,29	95,61	79,34
T-2	11.890	119,82	6,87	53,56	6,39	70,85	74,86	94,46	53,56	91,98	97,88	80,51
T-3	11.956	141,52	6,89	53,72	7,43	83,73	88,59	110,05	53,56	94,72	101,51	79,24
T-4	12.042	164,32	6,90	53,95	8,60	99,51	104,83	126,23	53,73	96,75	104,20	78,85
T-5	12.107	181,43	6,92	54,10	9,58	111,91	118,09	140,28	55,72	99,21	107,44	77,64
T-6	12.208	198,09	6,93	54,37	11,16	130,14	136,38	156,33	55,90	100,50	109,12	77,48
T-7	12.306	211,48	6,87	54,66	12,18	144,31	151,14	169,87	56,64	102,39	111,59	76,69

RESISTENCIA AL FUEGO

TIPO DE VIGUETA	Características mecánicas despues del tiempo t, de permanencia al fuego normalizado que se indica									
	Momento último (mkN/m)								REI	
	t=30'		t=60'		t=90'		t=120'		$\mu_{fi} \geq 0,6$	$0,5 < \mu_{fi} < 0,6$
	$M_{u30'}$	(μ_{fi})	$M_{u60'}$	(μ_{fi})	$M_{u90'}$	(μ_{fi})	$M_{u120'}$	(μ_{fi})		
T-1	87,49	0,93	46,95	0,50	30,57	0,32	24,71	0,26	REI 30	REI 30
T-2	110,57	0,92	57,34	0,48	35,59	0,30	27,81	0,23	REI 30	REI 30
T-3	135,46	0,96	80,98	0,57	57,42	0,41	46,48	0,33	REI 30	REI 60
T-4	155,48	0,95	91,10	0,55	63,30	0,39	52,11	0,32	REI 30	REI 60
T-5	176,44	0,97	113,77	0,63	84,51	0,47	70,38	0,39	REI 60	REI 60
T-6	191,72	0,97	123,44	0,62	89,26	0,45	73,34	0,37	REI 60	REI 60
T-7	203,17	0,96	130,72	0,62	91,75	0,43	74,01	0,35	REI 60	REI 60

RESISTENCIA TÉRMICA

m ² °K/W	TIPO DE BOVEDILLA
0,509	POLIESTIRENO

RA

dB(A)	TIPO DE BOVEDILLA
56,9	POLIESTIRENO

Ln,w

dB	TIPO DE BOVEDILLA
72,5	POLIESTIRENO

NOTA. La resistencia térmica no incluye la resistencia termica superficial ni ninguna otra capa adicional como por ejemplo el enlucido o el solado. En consecuencia para calcular la transmitancia térmica se deberán añadir a la resistencia térmica que se indica las resistencias de cada una de las capas adicionales y las resistencias termicas superficiales de acuerdo con el Apéndice E del Documento Básico HE Ahorro de Energía del Código Técnico de la Edificación

RA=Índice global de reducción acústica,ponderado A, del forjado (Ver anejo A del DB-HR del Código Técnico de la Edificación)

Ln,w =Nivel global de presión de ruido de impactos normalizado del forjado (Ver anejo A del DB-HR del Código Técnico de la Edificación)

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL FORJADO DE SEMILOSA PRETENSADA SEGUN EHE-08	
FABRICANTE: PREFABRICADOS RODIÑAS, S.L. 15895 AMENEIRO (LEO) SANTIAGO DE COMPOSTELA (A CORUÑA)	
Semilosa Pretensada Tipo T.20 v.3 (200 x 1200)	
TECNICO AUTOR DE LA MEMORIA: Asensio Martinez Ruiz Ingeniero Industrial	
HOJA 11 de 20	Ficha nº13004/01-09-13

FORJADO 4.- (260+50) con SP T. 200 v.3

FLEXION NEGATIVA											
Armadura superior por nervio	Asu (mm²)	Mu (mkN/m) B500S		Rigidez (m²·MN/m)		Mfis (mkN/m)	M limite servicio según clase de exposicion (m·kN/m)				Cortante ultimo macizado Vu (kN/m)
		S.Tipo	S.Mac.	total E-I	fisurada E-I fis		I	II	III-IV	IIIc	
1ø 8	50	10,40	-	52,87	1,29	35,22	---	---	---	---	139,65
1ø10	79	16,38	-	53,11	2,01	35,57	---	---	---	---	139,65
2ø 8	100	20,69	-	53,29	2,53	35,82	---	---	---	---	139,65
1ø12	113	23,35	-	53,40	2,84	35,97	---	---	---	---	139,65
3ø 8	151	30,90	-	53,70	3,72	36,41	---	---	---	---	139,65
2ø10	157	32,33	-	53,76	3,89	36,50	---	---	---	---	139,65
4ø 8	201	41,05	-	54,11	4,89	37,01	25,10	24,19	18,18	9,16	139,65
1ø16	201	41,25	-	54,12	4,91	37,02	22,19	16,64	11,23	5,68	139,65
2ø12	226	46,30	-	54,32	5,49	37,31	28,06	27,10	19,44	9,87	139,65
3ø10	236	48,32	-	54,40	5,71	37,43	30,25	28,98	25,58	12,79	139,65
4ø10	314	63,97	-	55,00	7,45	38,35	40,16	38,47	33,95	16,98	139,65
1ø20	314	63,97	-	55,00	7,45	38,35	29,76	22,43	15,09	7,75	139,65
3ø12	339	68,95	-	55,19	7,99	38,64	42,85	41,12	34,71	17,58	139,65
2ø16	402	81,46	-	55,67	9,35	39,38	48,59	45,61	30,67	15,47	139,65
4ø12	452	91,31	-	56,03	10,34	39,96	54,32	50,99	34,29	17,29	139,65
3ø16	603	120,82	-	57,10	13,43	41,71	74,33	71,55	55,89	28,14	139,65
2ø20	628	125,67	-	57,27	13,93	42,00	74,18	63,88	42,86	21,84	139,65
4ø16	804	159,28	-	58,43	17,15	44,01	94,19	81,12	54,43	27,74	139,65
3ø20	942	185,31	-	59,28	19,60	45,58	113,53	109,57	79,65	40,44	139,65
4ø20	1257	242,83	-	61,09	23,81	49,09	150,46	145,21	105,57	53,59	142,08

NOTA: no se indican valores de los momentos limite de servicio cuando, al ser el momento ultimo menor que el de fisuracion, la seccion puede presentar rotura frágil. Salvo estudio conviene no emplear estos armados.

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL FORJADO DE SEMILOSA PRETENSADA SEGUN EHE-08	
FABRICANTE PREFABRICADOS RODIÑAS, S.L. 15895 AMEÑEIRO (TEO) SANTIAGO DE COMPOSTELA (A CORUÑA)	
Semilosa Pretensada Tipo T.20 v.3 (200 x 1200)	
TECNICO AUTOR DE LA MEMORIA Asensio Martinez Ruiz Ingeniero Industrial	
HOJA 12 de 20	Ficha nº13004/01-09-13

FORJADO

5.- (270+50) con SP T.200 v.3

TIPO DE SEMILOSA	FLEXION POSITIVA											Rasante Md'=Mfis (kN/m)
	Modulo resistente Winf (cm³/m)	Mu (mkN/m)	β	Rigidez (m²·MN/m)		M limite servicio ** (m·kN/m)			Vu (kN/m) ***			
				total E-I	fisurada E-I _{fis}	Mo D	Mo' TL	M0,2 FC	Vu2	Vu2L1	Vu2L2	
T-1	12.399	98,13	7,44	57,84	5,40	54,04	58,02	78,94	53,99	93,28	98,77	82,56
T-2	12.505	124,75	7,46	58,13	6,89	74,51	78,49	98,34	54,89	95,04	101,12	83,75
T-3	12.574	147,54	7,48	58,31	8,02	88,06	92,90	114,67	54,89	97,88	104,88	82,53
T-4	12.664	171,39	7,49	58,55	9,29	104,65	109,93	131,39	55,06	99,98	107,67	82,17
T-5	12.733	189,40	7,51	58,73	10,35	117,70	123,83	146,51	57,03	102,54	111,02	80,79
T-6	12.838	206,82	7,52	59,02	11,97	136,86	143,00	162,98	57,21	103,87	112,76	80,59
T-7	12.940	220,64	7,46	59,32	13,08	151,75	158,46	177,35	57,35	105,83	115,32	79,71

RESISTENCIA AL FUEGO

TIPO DE VIGUETA	Características mecánicas despues del tiempo t. de permanencia al fuego normalizado que se indica									
	Momento ultimo (mkN/m)								REI	
	t=30' Mu30' (µfi)	t=60' Mu60' (µfi)	t=90' Mu90' (µfi)	t=120' Mu120' (µfi)					µfi>=0,6	0,5<µfi<0,6
T-1	91,23 0,93	49,22 0,50	32,22 0,33	26,16 0,27					REI 30	REI 60
T-2	115,18 0,92	59,96 0,48	37,42 0,30	29,36 0,24					REI 30	REI 30
T-3	141,34 0,96	84,66 0,57	60,16 0,41	48,80 0,33					REI 30	REI 60
T-4	162,26 0,95	95,19 0,56	66,31 0,39	54,73 0,32					REI 30	REI 60
T-5	184,22 0,97	118,92 0,63	88,45 0,47	73,73 0,39					REI 60	REI 60
T-6	200,54 0,97	129,00 0,62	93,42 0,45	76,82 0,37					REI 60	REI 60
T-7	213,07 0,97	136,74 0,62	96,04 0,44	77,58 0,35					REI 60	REI 60

RESISTENCIA TÉRMICA

m ² °K/W	TIPO DE BOVEDILLA
0,527	POLIESTIRENO

RA

dB(A)	TIPO DE BOVEDILLA
57,2	POLIESTIRENO

Ln,w

dB	TIPO DE BOVEDILLA
72,2	POLIESTIRENO

NOTA. La resistencia térmica no incluye la resistencia termica superficial ni ninguna otra capa adicional como por ejemplo el enlucido o el solado. En consecuencia para calcular la transmitancia térmica se deberán añadir a la resistencia térmica que se indica las resistencias de cada una de las capas adicionales y las resistencias termicas superficiales de acuerdo con el Apéndice E del Documento Básico HE Ahorro de Energía del Código Técnico de la Edificación

RA=Índice global de reducción acústica,ponderado A, del forjado (Ver anejo A del DB-HR del Código Técnico de la Edificación)

Ln,w =Nivel global de presión de ruido de impactos normalizado del forjado (Ver anejo A del DB-HR del Código Técnico de la Edificación)

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL FORJADO DE SEMILOSA PRETENSADA SEGUN EHE-08	
FABRICANTE PREFABRICADOS RODIÑAS, S.L. 15895 AMENEIRO (TEO) SANTIAGO DE COMPOSTELA (A CORUÑA)	
Semilosa Pretensada Tipo 1.20 v.3 (200 x 1200)	
TECNICO AUTOR DE LA MEMORIA Asensio Martínez Ruiz Ingeniero Industrial	
HOJA 13 de 20	Ficha nº13004/01-09-13

FORJADO 5.- (270+50) con SP T. 200 v.3

FLEXION NEGATIVA											
Armadura superior por nervio	Asu (mm²)	Mu (mkN/m) B500S		Rigidez (m² MN/m)		Mfis (mkN/m)	M limite servicio segun clase de exposicion (m-kN/m)				Cortante último macizado Vu (kN/m)
		S.Tipo	S.Mac.	total E-I	fisurada E-I fis		I	II	III-IV	IIIc	
1ø8	50	10,77	-	57,39	1,38	36,75	---	---	---	---	142,79
1ø10	79	16,96	-	57,65	2,16	37,11	---	---	---	---	142,79
2ø8	100	21,43	-	57,84	2,71	37,37	---	---	---	---	142,79
1ø12	113	24,18	-	57,96	3,05	37,53	---	---	---	---	142,79
3ø8	151	32,00	-	58,29	3,99	37,90	---	---	---	---	142,79
2ø10	157	33,48	-	58,35	4,17	38,08	---	---	---	---	142,79
4ø8	201	42,51	-	58,73	5,25	38,61	25,92	24,99	18,77	9,45	142,79
1ø16	201	42,72	-	58,74	5,27	38,62	22,91	17,18	11,59	5,86	142,79
2ø12	226	47,95	-	58,95	5,88	38,93	28,98	27,99	20,06	10,18	142,79
3ø10	236	50,04	-	59,04	6,13	39,05	31,38	30,06	26,52	13,26	142,79
4ø10	314	66,25	-	59,69	8,01	40,01	41,45	39,71	35,03	17,51	142,79
1ø20	314	66,25	-	59,69	8,01	40,01	30,71	23,13	15,56	7,99	142,79
3ø12	339	71,43	-	59,90	8,62	40,31	44,42	42,63	35,96	18,21	142,79
2ø16	402	84,39	-	60,41	10,05	41,08	50,14	47,04	31,63	15,94	142,79
4ø12	452	94,62	-	60,80	11,18	41,69	56,29	52,82	35,51	17,90	142,79
3ø16	603	125,21	-	61,95	14,46	43,52	76,96	74,07	57,83	29,11	142,79
2ø20	628	130,23	-	62,13	14,99	43,82	76,79	66,10	44,34	22,58	142,79
4ø16	804	165,18	-	63,38	18,55	45,92	97,88	84,25	56,52	28,78	142,79
3ø20	942	192,23	-	64,31	21,16	47,56	117,32	113,23	82,27	41,74	142,79
4ø20	1257	252,12	-	66,25	25,80	51,23	155,98	150,54	109,38	55,50	144,18

NOTA no se indican valores de los momentos limite de servicio cuando, al ser el momento ultimo menor que el de fisuracion, la seccion puede presentar rotura fragil. Salvo estudio conviene no emplear estos armados

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL FORJADO DE SEMILOSAS PRETENSADAS SEGUN EHE-08	
FABRICANTE PREFABRICADOS RODIÑAS, S.L. (5895 AMEÑEIRO (TEO)) SANTIAGO DE COMPOSTELA (A CORUÑA)	
Semilosa Pretensada Tipo T.20 v.3 (200 x 1200)	
TECNICO AUTOR DE LA MEMORIA Asensio Martinez Ruiz Ingeniero Industrial	
HOJA 14 de 20	Ficha nº13004/01-09-13

FORJADO

6.- (300+50) con SP T.200 v.3

TIPO DE SEMILOSA	FLEXION POSITIVA											
	Modulo resistente W_{inf} (cm ³ /m)	M_u (mkN/m)	β	Rigidez (m ² ·MN/m)		M limite servicio ** (m·kN/m)			Vu (kN/m) ***			Rasante $M_d \leq M_{fis}$
				total F-I	fisurada F-fis	M_o D	M_o' TL	$M_{0,2}$ FC	Vu2	Vu2L1	Vu2L2	(kN/m)
T-1	14.289	109,90	9,38	72,88	6,69	62,28	66,36	88,61	57,94	102,28	108,27	92,27
T-2	14.408	139,48	9,40	73,25	8,52	85,86	89,75	110,02	58,82	104,23	110,86	93,45
T-3	14.490	165,37	9,43	73,48	9,94	101,47	106,23	128,48	58,82	107,38	115,02	92,32
T-4	14.592	192,17	9,43	73,79	11,51	120,58	125,68	147,41	58,99	109,71	118,09	91,92
T-5	14.673	214,95	9,46	74,01	13,13	135,63	141,59	164,23	60,93	112,55	121,79	90,62
T-6	14.791	234,41	9,48	74,37	14,65	157,68	163,47	182,84	61,10	114,02	123,71	90,24
T-7	14.903	250,80	9,40	74,73	16,07	174,77	181,08	198,92	61,23	116,20	126,54	89,14

RESISTENCIA AL FUEGO

TIPO DE VIGUETA	Características mecánicas después del tiempo t, de permanencia al fuego normalizado que se indica									
	Momento último (mkN/m)								REI	
	t=30'		t=60'		t=90'		t=120'		$\mu fi > 0,6$	$0,5 < \mu fi < 0,6$
	$Mu_{30'}$	(μfi)	$Mu_{60'}$	(μfi)	$Mu_{90'}$	(μfi)	$Mu_{120'}$	(μfi)		
T-1	102,52	0,93	55,98	0,51	37,21	0,34	30,52	0,28	REI 30	REI 60
T-2	129,13	0,93	67,86	0,49	42,94	0,31	34,05	0,24	REI 30	REI 30
T-3	158,65	0,96	95,52	0,58	68,39	0,41	55,78	0,34	REI 30	REI 60
T-4	182,19	0,95	107,51	0,56	75,42	0,39	62,56	0,33	REI 30	REI 60
T-5	209,39	0,97	134,22	0,62	100,28	0,47	83,84	0,39	REI 60	REI 60
T-6	228,01	0,97	145,46	0,62	105,76	0,45	87,25	0,37	REI 60	REI 60
T-7	241,92	0,96	154,27	0,62	108,94	0,43	88,33	0,35	REI 60	REI 60

RESISTENCIA TÉRMICA

m ² °K/W	TIPO DE BOVEDILLA
0,582	POLIESTIRENO

RA

dB(A)	TIPO DE BOVEDILLA
58,1	POLIESTIRENO

Ln,w

dB	TIPO DE BOVEDILLA
71,4	POLIESTIRENO

NOTA. La resistencia térmica no incluye la resistencia térmica superficial ni ninguna otra capa adicional como por ejemplo el enlucido o el solado. En consecuencia para calcular la transmitancia térmica se deberán añadir a la resistencia térmica que se indica las resistencias de cada una de las capas adicionales y las resistencias térmicas superficiales de acuerdo con el Apéndice E del Documento Básico HE Ahorro de Energía del Código Técnico de la Edificación

RA=Índice global de reducción acústica, ponderado A, del forjado (Ver anejo A del DB-HR del Código Técnico de la Edificación)

Ln,w =Nivel global de presión de ruido de impactos normalizado del forjado (Ver anejo A del DB-HR del Código Técnico de la Edificación)

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL FORJADO DE SEMILOSAS PRETENSADAS SEGUN EHE-08	
FABRICANTE PREFABRICADOS RODIÑAS, S.L. 15895 AMEÑEIRO (LEO) SANTIAGO DE COMPOSTELA (A CORUÑA)	
Semilosa Pretensada Tipo T.20 v.3 (200 x 1200)	
TECNICO AUTOR DE LA MEMORIA Asensio Martinez Ruiz Ingeniero Industrial	
HOJA 15 de 20	Ficha nº13004/01-09-13

FORJADO

6.- (300+50) con SP T. 200 v.3

FLEXION NEGATIVA

Armadura superior por nervio	Asu (mm²)	Mu (mkN/m) B500S		Rigidez (m²·MN/m)		Mfis (mkN/m)	M limite servicio segun clase de exposicion (m·kN/m)				Cortante ultimo macizado Vu (kN/m)
		S. Tipo	S. Mac.	total E-I	fisurada E-Ifis		I	II	III-IV	IIc	
1ø8	50	11,87	-	72,33	1,68	41,35	---	---	---	---	152,09
1ø10	79	18,70	-	72,66	2,63	41,75	---	---	---	---	152,09
2ø8	100	23,63	-	72,90	3,30	42,05	---	---	---	---	152,09
1ø12	113	26,67	-	73,04	3,72	42,23	---	---	---	---	152,09
3ø8	151	35,30	-	73,45	4,87	42,74	---	---	---	---	152,09
2ø10	157	36,92	-	73,52	5,09	42,84	---	---	---	---	152,09
4ø8	201	46,89	-	73,99	6,39	43,44	28,63	27,60	20,85	10,56	152,09
1ø16	201	47,13	-	74,00	6,45	43,45	25,27	18,94	12,77	6,44	152,09
2ø12	226	52,91	-	74,26	7,19	43,80	32,00	30,90	22,11	11,20	152,09
3ø10	236	55,21	-	74,37	7,49	43,94	34,64	33,19	29,24	14,77	152,09
4ø10	314	73,12	-	75,18	9,78	45,02	45,90	43,97	38,74	19,57	152,09
1ø20	314	73,12	-	75,18	9,78	45,02	33,95	25,56	17,18	8,80	152,09
3ø12	339	78,83	-	75,43	10,51	45,36	48,97	46,99	39,59	20,02	152,09
2ø16	402	93,17	-	76,06	12,29	46,22	55,46	52,27	34,92	17,57	152,09
4ø12	452	104,49	-	76,54	13,69	46,91	62,22	58,64	39,18	19,71	152,09
3ø16	603	138,35	-	77,96	17,75	48,96	84,87	81,69	64,13	32,45	152,09
2ø20	628	143,92	-	78,19	18,40	49,30	85,00	73,06	48,98	24,90	152,09
4ø16	804	182,73	-	79,73	22,83	51,67	108,06	92,88	62,27	31,65	152,09
3ø20	942	212,87	-	80,87	26,08	53,52	129,86	125,33	90,91	46,05	152,09
4ø20	1257	279,86	-	83,27	32,12	57,67	171,16	165,19	119,82	60,70	152,09

NOTA no se indican valores de los momentos limite de servicio cuando, al ser el momento ultimo menor que el de fisuracion, la seccion puede presentar rotura frágil. Salvo estudio conviene no emplear estos armados

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL FORJADO DE SEMILOSAS PRETENSADAS SEGUN EHE-08	
FABRICANTE: PREFABRICADOS RODIÑAS, S.L. 15895 AMENEIRO (TEO) SANTIAGO DE COMPOSTELA (A CORUÑA)	
Semilosa Pretensada Tipo T.20 v.3 (200 x 1200)	
TECNICO AUTOR DE LA MEMORIA Asensio Martínez Ruiz Ingeniero Industrial	
HOJA 16 de 20	Ficha nº13004/01-09-13

FORJADO

7.- (320+50) con SP T.200 v.3

TIPO DE SEMILOSAS	FLEXION POSITIVA											
	Modulo resistente Winf (cm ³ ·m)	Mu (mkN/m)	β	Rigidez (m ² ·MN/m)		M limite servicio ** (m·kN/m)			Vu (kN·m) ***			Rasante Md≤Mfis (kN/m)
				total EI	fisurada EIfis	Mo D	Mo' TL	M0,2 FC	Vu2	Vu2I.1	Vu2I.2	
T-1	15.599	117,74	10,83	84,12	7,63	67,99	72,13	95,04	60,53	108,30	114,62	98,75
T-2	15.727	149,30	10,85	84,54	9,71	93,71	97,53	117,93	61,40	110,38	117,37	99,95
T-3	15.816	177,14	10,88	84,81	11,34	110,76	115,44	137,72	61,40	113,73	121,80	98,81
T-4	15.927	206,02	10,89	85,16	13,13	131,61	136,56	157,82	61,57	116,23	125,06	98,46
T-5	16.016	231,67	10,92	85,43	14,87	148,05	153,86	175,99	63,48	119,25	129,00	97,11
T-6	16.143	252,43	10,94	85,83	16,64	172,09	177,60	195,57	63,65	120,82	131,04	96,66
T-7	16.262	271,13	10,84	86,24	18,28	190,71	196,69	213,44	63,78	123,14	134,04	95,61

RESISTENCIA AL FUEGO

TIPO DE VIGUETA	Características mecánicas después del tiempo t, de permanencia al fuego normalizado que se indica									
	Momento último (mkN/m)								REI	
	$t=30'$		$t=60'$		$t=90'$		$t=120'$		$\mu_{fi} \geq 0,6$	$0,5 < \mu_{fi} < 0,6$
	$M_{u30'}$	(μ_{fi})	$M_{u60'}$	(μ_{fi})	$M_{u90'}$	(μ_{fi})	$M_{u120'}$	(μ_{fi})		
T-1	110,00	0,93	60,50	0,51	40,55	0,34	33,44	0,28	REI 30	REI 60
T-2	138,48	0,93	73,15	0,49	46,66	0,31	37,20	0,25	REI 30	REI 30
T-3	170,25	0,96	102,78	0,58	73,89	0,42	60,46	0,34	REI 30	REI 60
T-4	195,77	0,95	115,69	0,56	81,56	0,40	67,80	0,33	REI 30	REI 60
T-5	225,64	0,97	144,39	0,62	108,17	0,47	90,60	0,39	REI 60	REI 60
T-6	245,70	0,97	156,41	0,62	114,12	0,45	94,27	0,37	REI 60	REI 60
T-7	261,24	0,96	166,06	0,61	117,56	0,43	95,50	0,35	REI 60	REI 60

RESISTENCIA TÉRMICA

m ² °K/W	TIPO DE BOVEDILLA
0,619	POLIESTIRENO

RA

dB(A)	TIPO DE BOVEDILLA
58,7	POLIESTIRENO

Ln,w

dB	TIPO DE BOVEDILLA
70,8	POLIESTIRENO

NOTA. La resistencia térmica no incluye la resistencia térmica superficial ni ninguna otra capa adicional como por ejemplo el enlucido o el solado. En consecuencia para calcular la transmitancia térmica se deberán añadir a la resistencia térmica que se indica las resistencias de cada una de las capas adicionales y las resistencias térmicas superficiales de acuerdo con el Apéndice E del Documento Básico HE Ahorro de Energía del Código Técnico de la Edificación

RA=Índice global de reducción acústica, ponderado A, del forjado (Ver anejo A del DB-HR del Código Técnico de la Edificación)

Ln,w =Nivel global de presión de ruido de impactos normalizado del forjado (Ver anejo A del DB-HR del Código Técnico de la Edificación)

FICHA DE CARACTERISTICAS TECNICAS DEL FORJADO DE SEMILOSA PRETENSADA SEGUN EHE-08	
FABRICANTE: PREFABRICADOS RODIÑAS, S.L. 15895 AMENEIRO (TEO) SANTIAGO DE COMPOSTELA (A CORUÑA)	
Semilosa Pretensada Tipo T.20 v.3 (200 x 1200)	
TECNICO AUTOR DE LA MEMORIA Asensio Martínez Ruiz Ingeniero Industrial	
HOJA 17 de 20	Ficha nº13004/01-09-13

FORJADO 7.- (320+50) con SP T. 200 v.3

FLEXION NEGATIVA											
Armadura superior por nervio	Asu (mm²)	Mu (mkN/m) B500S		Rigidez (m²·MN/m)		Mfis (mkN/m)	M limite servicio según clase de exposicion (m·kN/m)				Cortante ultimo macizado Vu (kN/m)
		S.Tipo	S.Mac.	total E-I	fisurada E:Ifis		I	II	III-IV	IIIc	
1ø 8	50	12,61	-	83,49	1,90	44,43	---	---	---	---	158,20
1ø10	79	19,86	-	83,86	2,97	44,87	---	---	---	---	158,20
2ø 8	100	25,09	-	84,13	3,72	45,18	---	---	---	---	158,20
1ø12	113	28,32	-	84,30	4,19	45,38	---	---	---	---	158,20
3ø 8	151	37,49	-	84,76	5,50	45,93	---	---	---	---	158,20
2ø10	157	39,22	-	84,84	5,74	46,03	---	---	---	---	158,20
4ø 8	201	49,82	-	85,37	7,23	46,67	30,41	29,31	22,12	11,19	158,20
1ø16	201	50,07	-	85,38	7,27	46,69	26,81	20,26	13,53	6,98	158,20
2ø12	226	56,21	-	85,68	8,13	47,06	34,10	32,93	23,54	11,91	158,20
3ø10	236	58,66	-	85,80	8,46	47,21	36,78	35,23	31,01	15,66	158,20
4ø10	314	77,70	-	86,72	11,07	48,36	48,70	46,65	41,06	20,73	158,20
1ø20	314	77,70	-	86,72	11,07	48,36	35,98	27,08	18,19	9,30	158,20
3ø12	339	83,78	-	87,01	11,89	48,73	52,14	50,04	42,39	21,27	158,20
2ø16	402	99,02	-	87,72	13,92	49,66	59,02	55,58	37,12	18,65	158,20
4ø12	452	111,06	-	88,28	15,50	50,39	66,19	62,33	41,62	20,92	158,20
3ø16	603	147,12	-	89,89	20,13	52,60	90,51	87,12	68,32	34,54	158,20
2ø20	628	153,00	-	90,15	20,79	52,96	90,27	77,52	51,94	26,37	158,20
4ø16	804	194,45	-	91,89	25,94	55,51	115,04	98,78	66,19	33,60	158,20
3ø20	942	226,62	-	93,19	29,61	57,49	138,63	133,80	97,68	49,06	158,20
4ø20	1257	298,24	-	95,92	36,63	61,95	179,72	173,45	126,63	63,60	158,20

NOTA no se indican valores de los momentos limite de servicio cuando, al ser el momento ultimo menor que el de fisuración, la seccion puede presentar rotura fragil. Salvo estudio conviene no emplear estos armados

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL FORJADO DE SEMILOSA PRETENSADA SEGUN EHE-08	
FABRICANTE PREFABRICADOS RODIÑAS, S.L. 15895 AMENEIRO (TEO) SANTIAGO DE COMPOSTELA (A CORUÑA)	
Semilosa Pretensada Tipo T.20 v.3 (200 x 1200)	
TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Asensio Martínez Ruiz Ingeniero Industrial	
HOJA 18 de 20	Ficha nº I3004/01-09-13

FORJADO

8.- (350+50) con SP T.200 v.3

TIPO DE SEMLOSA	FLEXION POSITIVA											Rasante Md<=Mfis (kN/m)
	Modulo resistente W _{ml} (cm ³ /m)	Mu (mkN/m)	β	Rigidez (m ² MN/m)		M limite servicio ** (m.kN/m)			Vu (kN/m) ***			
				total E-I	fisurada E _f I _{fis}	Mo D	Mo' TL	M0,2 FC	Vu2	Vu2I.1	Vu2I.2	
T-1	17.636	129,46	13,24	102,87	9,17	76,86	81,07	104,75	64,36	117,35	124,17	108,45
T-2	17.776	164,11	13,26	103,37	11,64	105,93	109,59	129,61	65,21	119,62	127,17	109,76
T-3	17.878	194,99	13,30	103,70	13,63	125,20	129,73	151,51	65,21	123,30	132,00	108,66
T-4	18.001	226,98	13,31	104,13	16,00	148,75	153,44	173,72	65,38	126,03	135,56	108,36
T-5	18.102	255,93	13,35	104,46	17,76	167,33	172,88	193,84	67,26	129,33	139,85	106,94
T-6	18.242	281,17	13,37	104,95	19,92	194,47	199,51	215,54	67,42	131,05	142,07	106,49
T-7	18.372	301,54	13,26	105,42	21,93	215,46	220,90	235,05	67,55	133,59	145,34	105,24

RESISTENCIA AL FUEGO

TIPO DE VIGUETA	Características mecánicas después del tiempo t. de permanencia al fuego normalizado que se indica									
	Momento último (mkN/m)								REI	
	t=30'		t=60'		t=90'		t=120'		μfi>=0,6	0,5<μfi<0,6
	Mu30'	(μfi)	Mu60'	(μfi)	Mu90'	(μfi)	Mu120'	(μfi)		
T-1	121,28	0,94	67,27	0,52	45,52	0,35	37,78	0,29	REI 30	REI 60
T-2	152,37	0,93	81,06	0,49	52,17	0,32	41,87	0,26	REI 30	REI 30
T-3	187,69	0,96	113,67	0,58	82,13	0,42	67,42	0,35	REI 30	REI 60
T-4	215,85	0,95	128,03	0,56	90,69	0,40	75,62	0,33	REI 30	REI 60
T-5	249,16	0,97	159,82	0,62	120,05	0,47	100,76	0,39	REI 60	REI 60
T-6	273,57	0,97	173,15	0,62	126,54	0,45	104,74	0,37	REI 60	REI 60
T-7	291,56	0,97	183,68	0,61	130,51	0,43	106,33	0,35	REI 60	REI 60

RESISTENCIA TÉRMICA

m2°K/W	TIPO DE BOVEDILLA
0,674	POLIESTIRENO

RA

dB(A)	TIPO DE BOVEDILLA
59,5	POLIESTIRENO

Ln,w

dB	TIPO DE BOVEDILLA
70,0	POLIESTIRENO

NOTA. La resistencia térmica no incluye la resistencia térmica superficial ni ninguna otra capa adicional como por ejemplo el enlucido o el solado. En consecuencia para calcular la transmitancia térmica se deberán añadir a la resistencia térmica que se indica las resistencias de cada una de las capas adicionales y las resistencias térmicas superficiales de acuerdo con el Apéndice E del Documento Básico HE Ahorro de Energía del Código Técnico de la Edificación

RA=Índice global de reducción acústica, ponderado A, del forjado (Ver anejo A del DB-HR del Código Técnico de la Edificación)

Ln,w =Nivel global de presión de ruido de impactos normalizado del forjado (Ver anejo A del DB-HR del Código Técnico de la Edificación)

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL FORJADO DE SEMILOSA PRETENSADA SEGUN EHE-08	
FABRICANTE PREFABRICADOS RODIÑAS, S.L. 15895 AMEÑEIRO (TEO) SANTIAGO DE COMPOSTELA (A CORUÑA)	
Semilosa Pretensada Tipo 1.20 v.3 (200 x 1200)	
TECNICO AUTOR DE LA MEMORIA Asensio Martinez Ruiz Ingeniero Industrial	
HOJA 19 de 20	Ficha nº13004/01-09-13

FORJADO 8.- (350+50) con SP T. 200 v.3

FLEXION NEGATIVA											
Armadura superior por nervio	Asu (mm²)	Mu (mkN/m) B500S		Rigidez (m²·MN/m)		Mfis (mkN/m)	M limite servicio segun clase de exposicion (m·kN/m)				Cortante ultimo macizado Vu (kN/m)
		S.Tipo	S.Mac.	total E-I	fisurada E-I fis		I	II	III-IV	IIIe	
1ø 8	50	13,71	-	102,10	2,25	49,05	---	---	---	---	167,25
1ø10	79	21,60	-	102,54	3,51	49,53	---	---	---	---	167,25
2ø 8	100	27,29	-	102,86	4,42	49,88	---	---	---	---	167,25
1ø12	113	30,81	-	103,06	4,96	50,09	---	---	---	---	167,25
3ø 8	151	40,79	-	103,61	6,52	50,70	---	---	---	---	167,25
2ø10	157	42,67	-	103,71	6,79	50,81	---	---	---	---	167,25
4ø 8	201	54,21	-	104,34	8,59	51,52	33,14	31,94	24,06	12,15	167,25
1ø16	201	54,48	-	104,35	8,63	51,53	29,18	22,03	14,71	7,57	167,25
2ø12	226	61,16	-	104,71	9,64	51,94	37,02	35,75	25,50	12,89	167,25
3ø10	236	63,83	-	104,86	10,01	52,10	40,06	38,38	33,73	17,01	167,25
4ø10	314	84,57	-	105,95	13,14	53,37	53,00	50,78	44,63	22,50	167,25
1ø20	314	84,57	-	105,95	13,14	53,37	39,37	29,42	19,74	10,06	167,25
3ø12	339	91,19	-	106,30	14,13	53,78	56,73	54,44	46,05	23,08	167,25
2ø16	402	107,81	-	107,15	16,55	54,80	64,39	60,56	40,41	20,63	167,25
4ø12	452	120,94	-	107,81	18,44	55,61	72,17	67,87	45,29	23,12	167,25
3ø16	603	160,27	-	109,73	23,98	58,04	98,49	94,80	74,22	37,47	167,25
2ø20	628	166,73	-	110,04	24,88	58,44	98,55	85,05	56,58	28,67	167,25
4ø16	804	212,00	-	112,13	30,89	61,24	125,32	108,15	71,96	36,45	167,25
3ø20	942	247,29	-	113,68	35,43	63,43	150,75	145,49	106,04	53,17	167,25
4ø20	1257	326,08	-	116,94	44,25	68,35	193,32	186,57	135,98	68,18	167,25

NOTA no se indican valores de los momentos limite de servicio cuando, al ser el momento ultimo menor que el de fisuracion, la seccion puede presentar rotura frágil. Salvo estudio conviene no emplear estos armados

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL FORJADO DE SEMILOSAS PRETENSADAS SEGÚN EHE-08	
FABRICANTE: PREFABRICADOS RODIÑAS, S.L. 15895 AMENFIRO (TTO) SANTIAGO DE COMPOSTELA (A CORUÑA)	
Semilosa Pretensada Tipo 1.20 v.3 (200 x 1200)	
TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Asensio Martínez Ruiz Ingeniero Industrial	
HOJA 20 de 20	Ficha nº13004/01-09-13

NOTAS:

RESISTENCIA AL FUEGO NORMALIZADO

La resistencia al fuego de los forjados se ha determinado empleando el método simplificado de la isoterma 500 descrito en el Anejo C del Código Técnico de la Edificación. Para cada tipo de armado y forjado se indica el coeficiente de sobredimensionado μ_{fi} definido en el apartado 6 del SI6 del Código Técnico de la Edificación en función del tiempo de permanencia al fuego normalizado considerado, indicando a demás, el valor de la resistencia al fuego REI para los valores $\mu_{fi} \geq 0,5$ y $\mu_{fi} \geq 0,6$ en función de cada tipo de armado.

NOTA: Valores mínimos sin recubrimientos. Podrán justificarse valores más altos mediante ensayos o estudios complementarios según cada caso particular.

En los forjados, incluso trabajando apoyados, se colocará una armadura superior mínima en sus extremos que proporcione un momento negativo no inferior a 1/4 del momento flector positivo máximo del vano contiguo.

Para edad del hormigón diferente a 28 DÍAS, se usarán los siguientes coeficientes para los valores que se indican:

Edad	7 días	14 días	21 días	28 días	3 meses	6 meses	1 año
Rigidez	0,83	0,89	0,91	1,00	1,06	1,13	1,16
Momento fisuración	0,78	0,86	0,96	1,00	1,10	1,17	1,22

A efectos de la Exigencia de aptitud al servicio atenerse a lo dispuesto en el Art.5.1.1.2 de la EHE-08.

(*) El coeficiente de seguridad mínimo (γ_{fmin}) en EJECUCIÓN será de 1,25

(**) M_o = Momento de descompresión de la fibra inferior de la sección.

M_o' = Momento que produce descompresión en la zona de la armadura activa más baja.

$M_{0,2}$ = Momento para el que se produce fisura de ancho 0,2 mm.

(***) V_{u2} = Cortante de agotamiento en regiones fisuradas ($M_d > M_{fis.}$) según EHE-08 Artículo 44 punto 44.2.3.2.1.2

$V_{u21.1}$ = Cortante límite en regiones no fisuradas ($M_d \leq M_{fis.}$) según EHE-08 Artículo 44 punto 44.2.3.2.1.1 para la longitud de entrega $l_e = 60$ mm

$V_{u21.2}$ = Cortante límite en regiones no fisuradas ($M_d \leq M_{fis.}$) según EHE-08 Artículo 44 punto 44.2.3.2.1.1 para la longitud de entrega $l_e = 100$ mm

$$\beta = (I)_{forjado} / (I)_{semilosa}$$

En flexión negativa se respetarán los armados mínimos según EHE-08 Art. 42.3.2. y Art. 42.3.5. los resultados obtenidos con otros armados que no cumplen con los artículos citados se indican solo a título informativo.

Los forjados con capa de compresión inferior a 50 mm. no pueden usarse con piezas de entrevigado de poliestireno expandido.

Las combinaciones de barras en momentos negativos pueden ser sustituidas por otras con sección total equivalente, incluso de una sola barra, de igual clase y calidad.



ZINGA®

ZINGA®

UN SISTEMA GALVANIZADO CON PROTECCIÓN CATÓDICA



Cada año la corrosión cuesta millones a la industria. Dicha corrosión hace que los activos parezcan descuidados, no obstante, es más importante la inestabilidad estructural que esta causa, lo cual genera serios peligros de seguridad. También causa graves trastornos en los procesos de producción y en consecuencia en la rentabilidad. ZINGA® se diferencia de otros métodos anti-corrosión en la combinación de la protección activa y pasiva con sistema de película galvanizante fácilmente aplicable que no sólo le otorga una protección catódica activa sino que también le da un escudo físico pasivo.

LOS ENTORNOS EXTREMOS DEMANDAN UNA PROTECCIÓN SUPERIOR

QUÉ ES ZINGA®?

ZINGA® es una película galvanizante monocomponente que contiene un 96% de Zinc (polvo) en su película seca. Es una cobertura metálica, no una pintura. La pureza del Zinc utilizado, es tan alta que el ZINGA® seco no contiene ningún elemento tóxico.

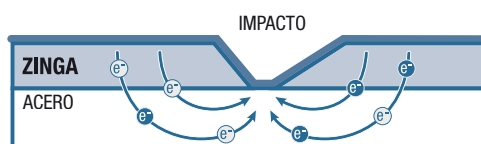


PROTECCIÓN ACTIVA Y PASIVA

PROTECCIÓN GALVÁNICA ACTIVA

El Zinc en ZINGA® (ánodo) se sacrifica, protegiendo el acero que recubre de una manera similar o incluso mejor que el galvanizado por inmersión en caliente. Tras el impacto, el flujo de electrones resultante de la diferencia potencial entre el Zinc y el Acero, prevendrá al Acero de la corrosión.

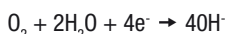
GALVÁNICO - NO CORROSIÓN



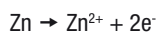
CAPA PROTECTORA

SISTEMAS DE ZINC
= SISTEMAS ACTIVOS

**REACCIÓN DEBIDO AL
AIRE Y A LA HUMEDAD**



FORMACIÓN DE:



ZnO

BARRERA DE PROTECCIÓN PASIVA

A medida que ZINGA® se oxida se construye lentamente una capa de sales de Zinc en su superficie, creando así una barrera protectora. A continuación, el aglutinante de ZINGA® crea una barrera protectora adicional. El aglutinante reduce la desintegración del Zinc dando una protección activa de larga duración.

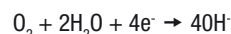
NO GALVÁNICO - CORROSIÓN



CAPA PROTECTORA

SISTEMAS DE PINTADO
= SISTEMAS PASIVOS

**REACCIÓN DEBIDO AL
AIRE Y A LA HUMEDAD**



FORMACIÓN DE:



Fe₂O₃



ZINGA®

CREEMOS EN EL ZINC PARA COMBATIR EL ÓXIDO

CÓMO PUEDE SER USADO?

SISTEMA INDEPENDIENTE

ZINGA® proporciona una protección comparable a la galvanización convencional sin la necesidad de las capas de protección adicionales. Aunque ZINGA® sólo está disponible en gris (color natural del Zinc), la ventaja significativa de esta forma de aplicación es que la capa de ZINGA® puede ser recubierta en cualquier momento futuro con un mínimo de preparación sin comprometer la integridad del revestimiento (ver recarga de ZINGA®). ZINGA® es utilizada a menudo solitariamente en condiciones donde la estructura ya está instalada en el sitio, o es muy grande para colocarla dentro de un baño de Zinc fundido. Para una óptima protección, ZINGA® debe ser aplicado en dos capas de 60 o 90 µm cada una.

COMO IMPRIMACIÓN CON ACABADOS ADECUADOS

El color gris no le gusta a todo el mundo, por lo que un recubrimiento compatible puede ser utilizado para darle el acabado deseado a la estructura, otorgándole además, mayor durabilidad al sistema. ZINGA® no tiene que empezar a trabajar activamente hasta que el recubrimiento se vea comprometido, y sin una corrosión bajo la capa o burbujas de óxido, la cobertura tendrá una duración mayor. En un sistema dúplex (Activo+pasivo), ZINGA® se debe aplicar en una capa de un grosor mínimo de 60 a 80 µm.

COMO IMPRIMACIÓN DE TALLER

Con un grosor de 30-40 µm, ZINGA puede ser usado como imprimación de taller. El gran beneficio se encuentra en el hecho de que las estructuras de acero no necesitan recibir un nuevo chorro abrasivo

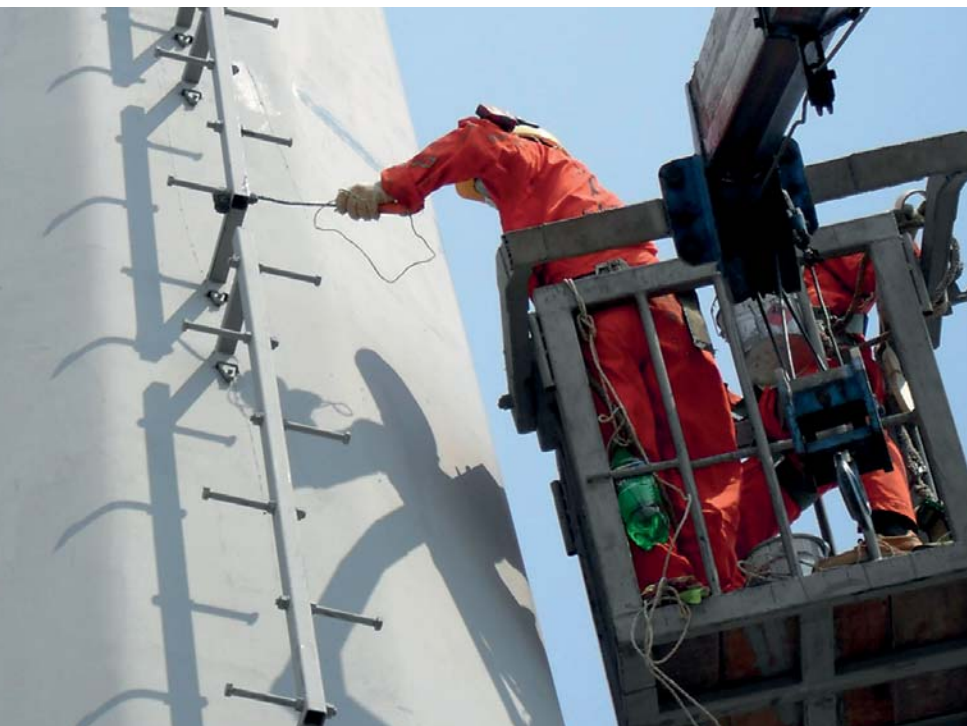
antes de recubrirlas si ZINGA® ha sido utilizado como imprimación de taller. La estructura de acero puede ser recubierta con ZINGA® para obtener una protección catódica o con cualquier otra pintura sin la necesidad de aplicar un chorro abrasivo nuevamente! Las estructuras de acero Zinganzadas pueden ser soldadas y dobladas durante el ensamblaje.

REPARACIÓN DE ESTRUCTURAS GALVANIZADAS EN CALIENTE O METALIZADAS DAÑADAS O DESGASTADAS

Este es probablemente el más común de los usos de ZINGA® al requerir la más simple preparación de la superficie. El mecanismo de protección de ZINGA® es tan similar a la galvanización convencional que trabajan combinadamente, ya que no son más que diferentes formas de Zinc. En lugar de reemplazar activos galvanizados, las estructuras simplemente pueden tener su protección "recargada" aplicando ZINGA® sobre la superficie áspera de la antigua galvanización después de una apropiada descontaminación y limpieza de las sales.

EN BARRAS DE REFUERZO

Ampliamente utilizado en países donde el hormigón disponible puede ser de baja calidad, Zinganzando las barras de refuerzo de acero antes del montaje y su inmersión en hormigón, aseguramos un amplio incremento de la protección anti corrosión sin reducir la fuerza de cohesión de las barras. Tests recientes en tres laboratorios independientes, mostraron que ZINGA tenía al menos el doble de protección anti corrosión que las barras galvanizadas o cubiertas por epoxy.



PROPIEDADES FÍSICAS Y QUÍMICAS

- **DENSIDAD RELATIVA:**
2,67 kg/dm³ a 15°C
- **EXTRACTO SECO:**
80% en peso, 58% en volumen (ASTM D2697)
- **RESISTENCIA A LA TEMPERATURA:**
Desde -40°C hasta +150°C
- **COLOR:**
Gris (Zinc)
- **TASA TEÓRICA DE RENDIMIENTO:**
3,62 m²/kg para una capa de 60 µm
- **PUNTO DE INFLAMABILIDAD:**
47°C
- **VIDA ÚTIL:**
Ilimitada

ZINGA®	CARACTERÍSTICAS	INMERSIÓN GALVANIZACIÓN	PINTURA
✓	Protección catódica activa	✓	✗
✓	Fácil aplicación In Situ	✗	✓
✓	Recargable	✓ WITH ZINGA®	✗
✓	Se pueden superponer capas	✗	✓
✓	Aplicación en circunstancias extremas (con temperaturas altas y bajas y también en entornos húmedos)	-	✗ / ✓ *
✓	Vida útil ilimitada	-	✗
✓	Contacto con agua potable = ok**	✓	✗ / ✓ *
✓	Capa flexible, se ajusta ella misma a la estructura metálica (resistente a los cambios de temperatura y a los choques mecánicos)	✗	✗
✓	Soldable en acero revestido***	✗	✗
✓	La estructura mantiene su forma durante la aplicación.	✗	✓

* Requiere pinturas especiales.
 ** La autorización depende de la legislación local.
 *** Por favor contacte con un representante de Zingametall para más información.

Con la galvanización por inmersión en caliente, es posible que se deforme la estructura debido a las altas temperaturas del Zinc fundido. También hay un riesgo potencial de fragilización por hidrógeno dentro de las soldaduras.



CÓMO APLICAR ZINGA®?

Una vez mezclado a fondo, ZINGA® puede ser aplicado usando una brocha normal, un rodillo de fibra corta (no para la primera capa), o una pistola de pulverización convencional o sin aire. Cuando se aplica ZINGA® pulverizado, sólo debe ser disuelta con Zingasolv.

ZINGA® puede ser aplicado en una amplia variedad de condiciones climáticas. El rango de temperatura de la superficie de aplicación es desde -15°C hasta +60°C, donde las condiciones lo permiten con un máximo de humedad del 95% siempre y cuando la temperatura del acero sea 3 grados superior a la temperatura del rocío. Como todas las coberturas, la superficie de aplicación debe estar libre de todo tipo de contaminación.

PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE

SUPERFICIES DE METAL NUEVAS:

Limpiar al vapor o a alta presión toda la superficie, seguido de un chorreado de arena SA 2.5 para obtener un grado de rugosidad Rz 50 - 70.

SUPERFICIES METÁLICAS VIEJAS, PREVIAMENTE GALVANIZADAS, PINTADAS Y/O OXIDADAS:

Limpiar al vapor para quitar la suciedad de las superficies porosas. Dejar secar y limpiar a chorro de manera normal

ACERO GALVANIZADO Y ZINGANIZADO EN BUENAS CONDICIONES:

Limpiar la superficie al vapor, limpiarla ligeramente con un chorro ligero (sweep blast) para remover la capa de sal de Zinc.

TIEMPO DE SECADO

ZINGA® estará seco al tacto en un entorno libre de polvo en más o menos 10 minutos a 20°C (40 µm DFT). Puede ser recubierto por una nueva capa de ZINGA® después de una hora de estar seca al tacto. ZINGA® puede ser recubierto con una capa de pintura compatible después de 6 a 24 horas, dependiendo de las condiciones de secado. Para recubrir ZINGA®, usar una técnica de capa completa / neblina.



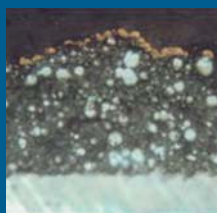


RECARGA DE ZINGA®

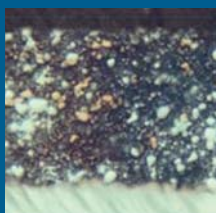
Otra de las características únicas de ZINGA® es la capacidad de volver al estado líquido cuando una nueva capa de ZINGA® es aplicada sobre otra capa de

ZINGA® existente para formar una única y homogénea capa. Esto asegura un enorme ahorro de gastos en los mantenimientos en marcha porque la capa vieja de ZINGA®

no necesita ser eliminada antes de ser recubierta por la nueva (la eliminación de los contaminantes sí es requerida).



Una fina capa de polvo de oro recubre una primera capa seca de ZINGA®. La cobertura fue fotografiada usando un potente microscopio (µm escala)



Al cabo de 7 días, se aplica una segunda capa de ZINGA® sobre la capa de polvo de oro. La capa de polvo de oro se fusiona íntegramente con cada una de las capas de producto, indicando que se ha producido una homogeneización de las dos capas de ZINGA®.



Se realiza la misma prueba con una pintura epoxi rica en Zinc. La capa de polvo dorado permanece intacta entre las dos capas de pintura. La película dorada aparece claramente visible, lo cual demuestra que las dos capas siguen siendo independientes

RESULTADOS DE TESTS INDEPENDIENTES

Durante los últimos 30 años ZINGA® ha superado numerosas pruebas en diferentes laboratorios certificados en todo el mundo. Todos los tests se realizaron de acuerdo a los estándares locales e internacionales. Lo más importante incluyen:

- ISO 12944: ZINGA® 2 x 90 µm DFT - C5 I/M High
- NORSOK M-501- syst. 1 and 7: ZINGA® 2 capas x 60 µm - aprobado
- ASTM B-117 (spray salino): ZINGA® 2 capas x 90 µm - Más de 4200 horas - aprobado

CERTIFICACIONES Y APROBACIONES

En consecuencia del rendimiento de ZINGA® (Probado por análisis), ZINGA® ha sido aprobado para su uso por gobiernos, empresas, ejércitos... Los más importantes incluyen:

- Lloyd's Register (Aprobación para su uso en espacios vacíos)
- Aprobación técnica Europea (Europa)
- Aprobación de APAS (Australia)
- Registro por Petrobras (Brasil)
- Aprobación del ministerio de transporte (Canadá)
- Aprobación de Czech Railway (República Checa)
- Aprobación de GASCO (Egipto)
- Aprobación de Engineers India Limited (India)
- Aprobación de Statoil (Noruega)
- Aprobación de CFE (México)
- Aprobación de Meralco (Filipinas)
- Aprobación de Agreement Technic (Rumania)
- Aprobación de SWCC (Arabia Saudí)
- Aprobación de Land Rover (Reino Unido)
- Aprobación de Crown's Castle (USA)



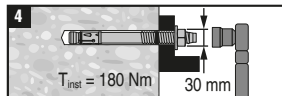
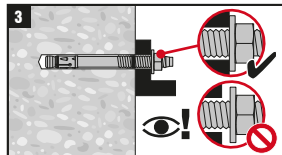
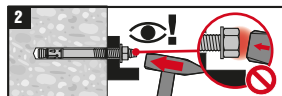
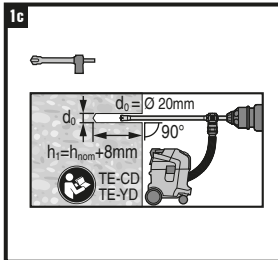
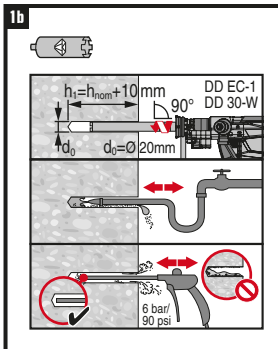
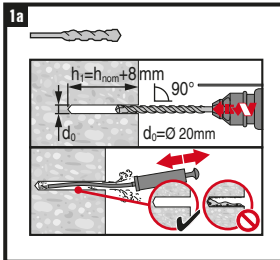
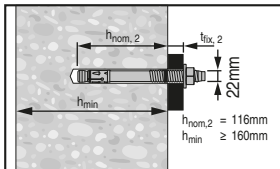
El puente Kalvoya en Noruega fue tratado con ZINGA® en 1985. Después de 30 años, el puente sigue en buenas condiciones.



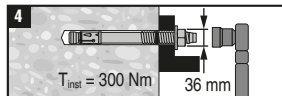
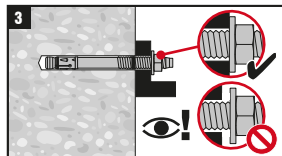
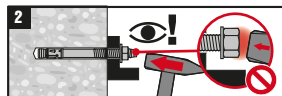
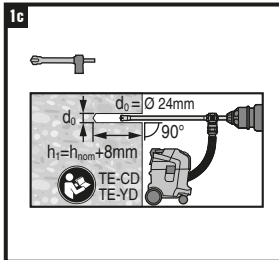
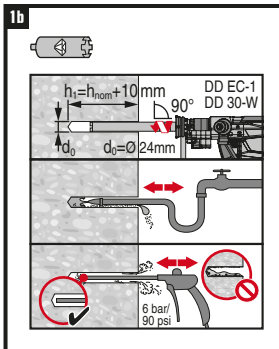
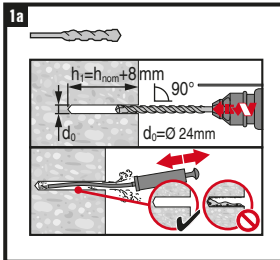
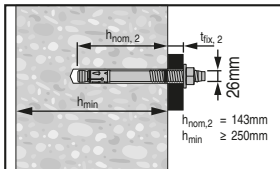
S.G.I. GALEA s.l.

Pol. Ind. Urazandi, 48950 Asúa-Erandio, Vizcaya (SPAIN)
Att. Cliente: 902 30 08 30 · Fax: 944 71 24 28
www.galea.es · e-mail: info@galea.es

	HST3	HST3-R	$t_{fix, 1}$	$t_{fix, 2}$
M20x170 -/30	✓	✓	-	30
M20x200 -/60	✓	✓	-	60
M20x260 -/120	✓	-	-	120



	HST3	HST3-R	$t_{fix, 1}$	$t_{fix, 2}$
M24x200 -/30	✓	✓	-	30
M24x230 -/60	✓	✓	-	60





PROYECTO FIN DE MÁSTER

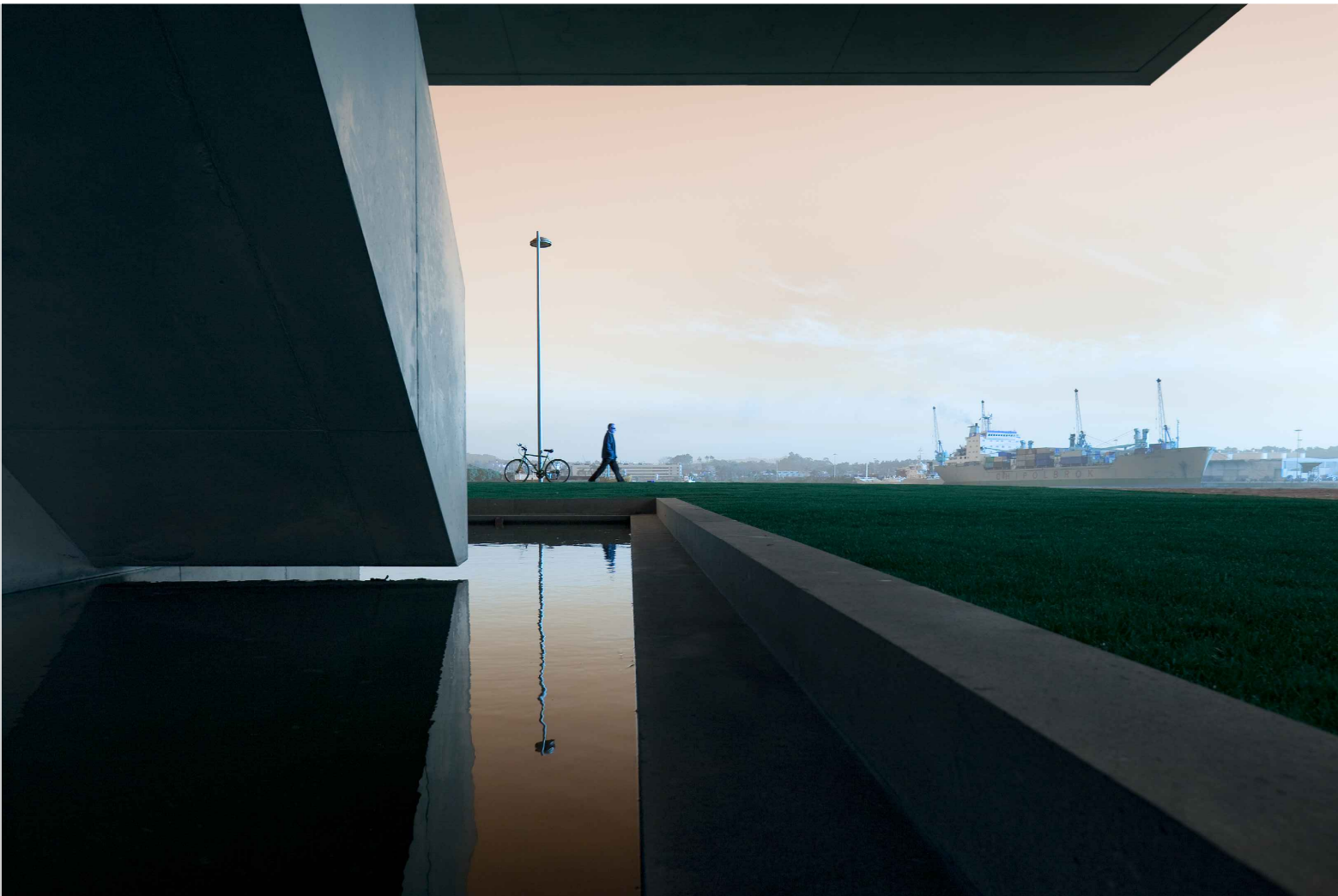
MÁSTER EN ESTRUCTURAS DE LA EDIFICACIÓN

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE MADRID



ÍNDICE DE PLANOS

- 01. PROYECTO BÁSICO
- 02. REPLANTEO Y CIMIENTOS 1
- 03. REPLANTEO Y CIMIENTOS 2 Y PERFILES PERFORADOS
- 04. DETALLES CIMENTACIÓN 1 : ENCEPADOS
- 05. DETALLES CIMENTACIÓN 2 : ENCEPADOS
- 06. DETALLES CIMENTACIÓN 3 : VIGAS DE ATADO (VAT)
- 07. ALZADOS MUROS 1
- 08. ALZADOS MUROS 2 Y DETALLES JUNTA DE DILATACIÓN
- 09. FORJADO PLANTA BAJA 1
- 10. FORJADO PLANTA BAJA 2
- 11. DETALLE VIGAS FORJADO SANITARIO (VFS)
- 12. FORJADO PLANTA PRIMERA 1
- 13. FORJADO PLANTA PRIMERA 2
- 14. ARMADO ESCALERA Y FOSO DE ASCENSOR
- 15. FORJADO PLANTA CUBIERTA
- 16. MUROS PANTALLA EN L 1 (LP B)
- 17. MUROS PANTALLA EN L 2 (LP F)
- 18. LAJAS POSTESADAS 1 (LP A) Y (LP C)
- 19. LAJAS POSTESADAS 2 (LP D) Y (LP E)
- 20. DETALLES UNIONES 1 : (V1), (V2), (V3) Y (V4)
- 21. DETALLES UNIONES 2 : (V5) Y PERFIL DE CUELGUE
- 22. DETALLES UNIONES 3 : IPE300, HEB550 Y HEB340 DE BORDE



BIBLIOTECA MUNICIPAL

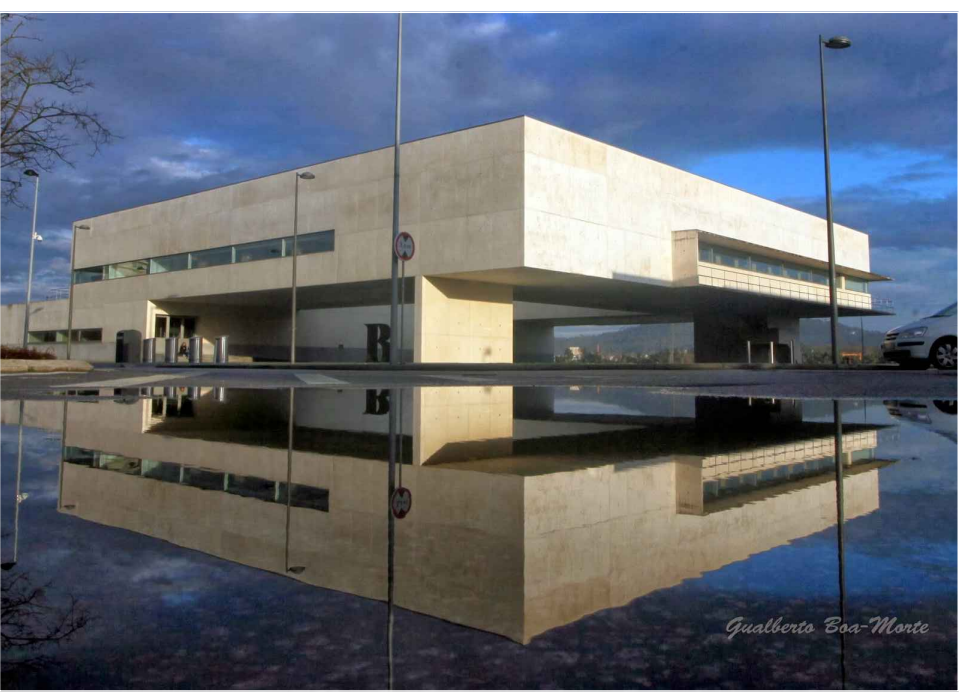
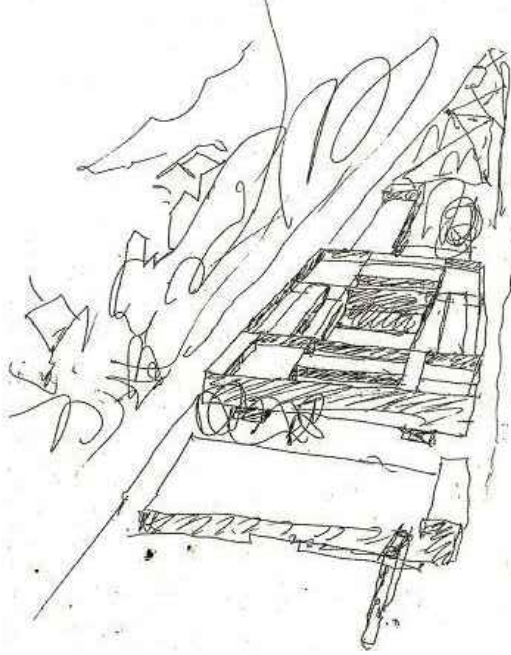
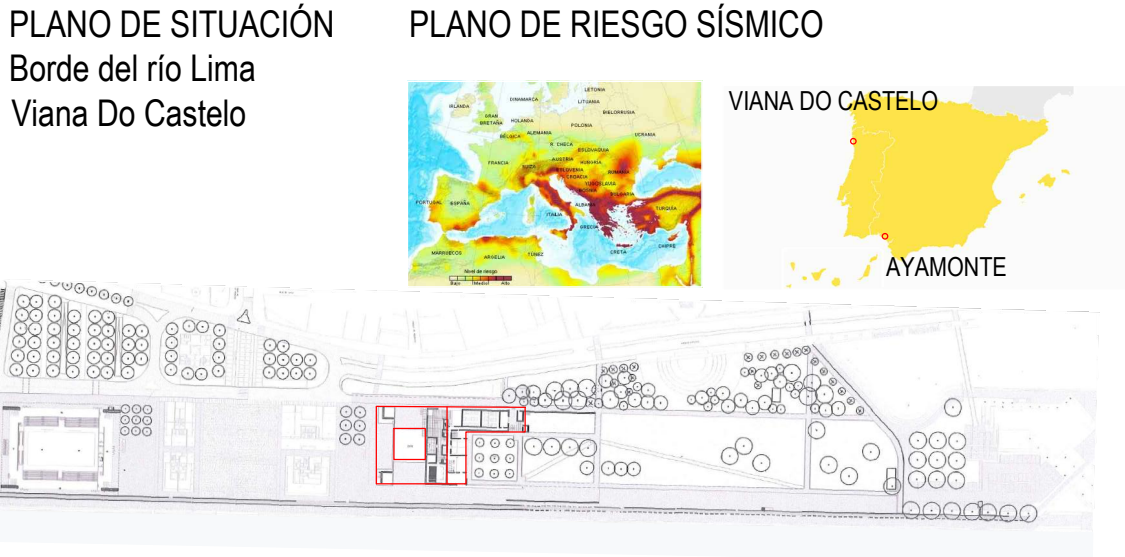
VIANA DO CASTELO (PORTUGAL)

ÁLVARO SIZA VIEIRA

TUTOR: DR. JAIME CERVERA BRAVO

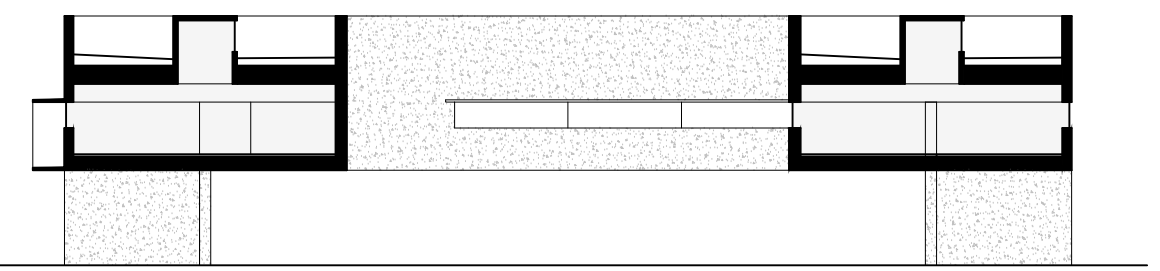
ALUMNO: LAURA NAVAS SÁNCHEZ

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

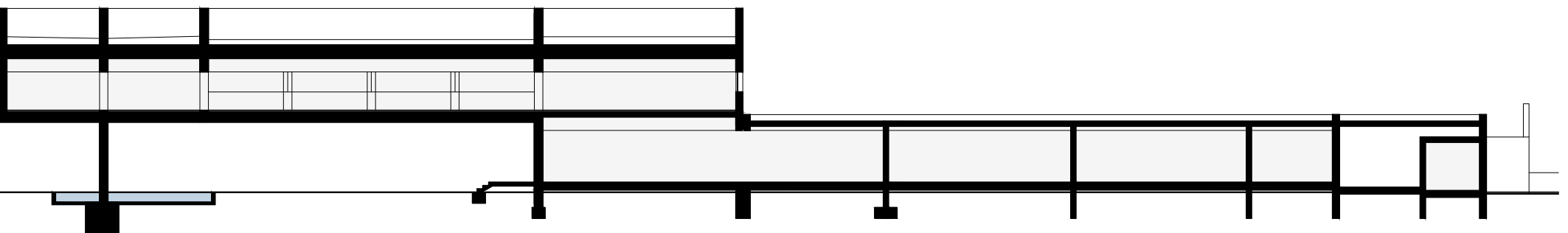


- 1.Foyer
- 2.Bar
- 3.Zona de recepción
- 4.Sala polivalente
- 5.Oficina 1
- 6.Oficina 2
- 7.Oficina 3
- 8.Oficina 4
- 9.Sala de reuniones
- 10.Instalaciones
- 11.Comedor funcionarios
- 12.Sala de consulta
- 13.Depósito de conservación
- 14.Depósito de periódicos
- 15.Depósito de difusión
- 16.Sala de recepción y mantenimiento
- 17.Almacén
- 18.Sala de informática
- 19.Lámina de agua

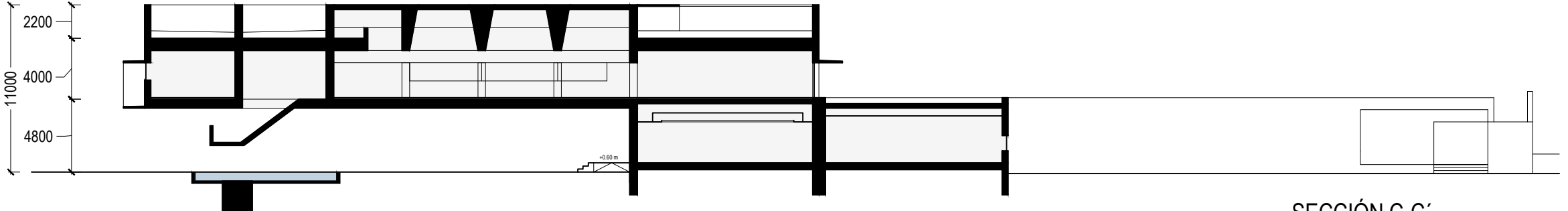
La biblioteca está constituida por un volumen elevado de 44x44 metros - con un vacío central de 20x20 - que se prolonga en planta baja hacia el Este -y se complementa con un volumen de una sola planta en forma de L y con un conjunto de muretes que delimitan los jardines del margen del río. El acceso público al vestíbulo de la biblioteca se realiza a través del espacio definido por el volumen elevado y por la apertura central, quedando la planta baja elevada 60 cm con respecto a la cota del terreno.



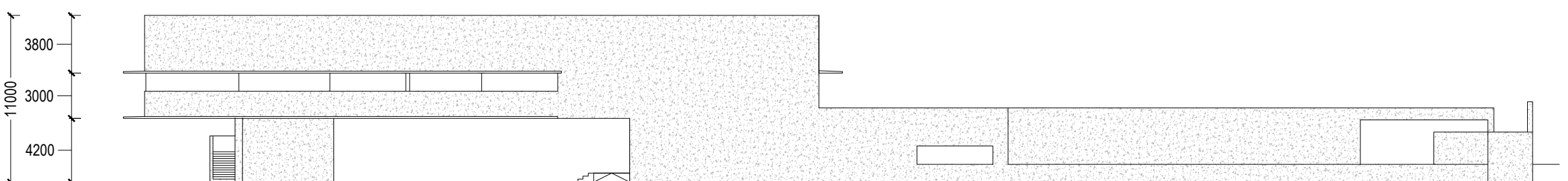
SECCIÓN A-A'



SECCIÓN B-B'



SECCIÓN C-C'

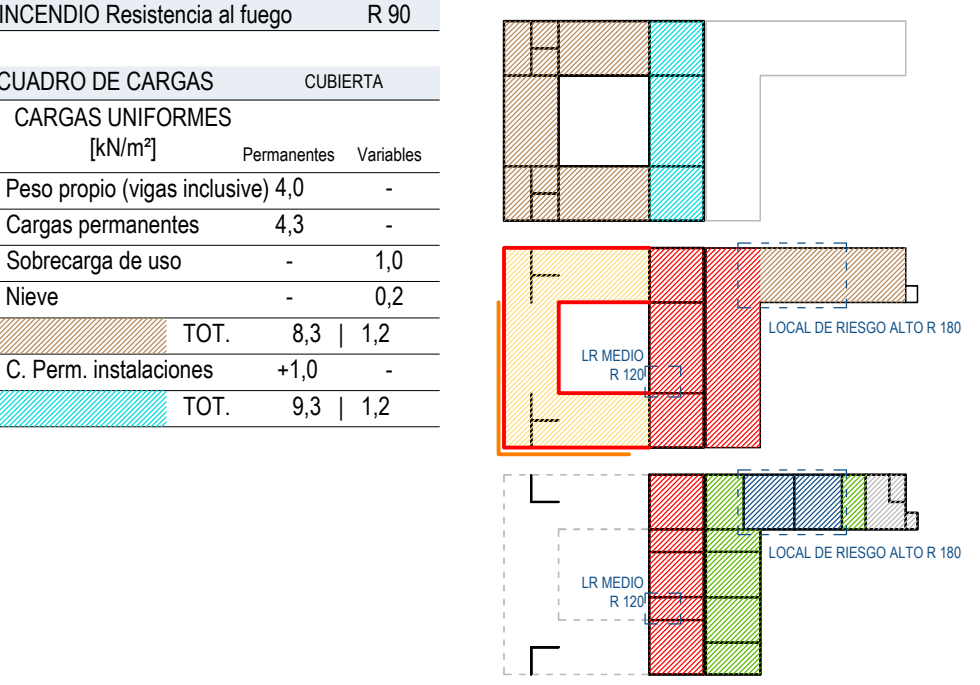


ALZADO SURESTE

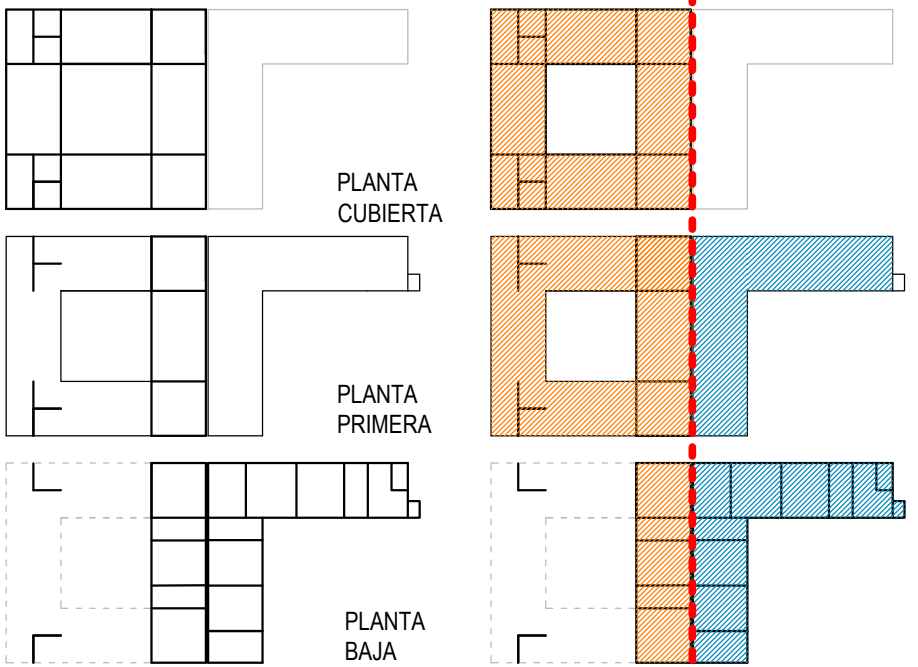
RESUMEN DE CARGAS

INCENDIO Resistencia al fuego		R 90
/R120/R180		
CUADRO DE CARGAS		PLANTA PRIMERA
CARGAS UNIFORMES		[kN/m²]
Permanentes	Variables	
Peso propio (vigas inclusive)	4,0	-
Cargas permanentes	3,0	-
Sobrecarga de uso	-	3,0
TOT.	7,0	3,0
Sobrecarga de uso	-	5,0
TOT.	7,0	5,0
Peso propio (vigas inclusive)	4,0	-
Cargas permanentes	3,5	-
Sobrecarga de uso	-	1,0
Nieve	-	0,2
TOT.	7,5	1,2
CARGAS LINEALES		[kN/m]
Cerramiento exterior	4,2	-
Comprobación local vuelo	2,0	-

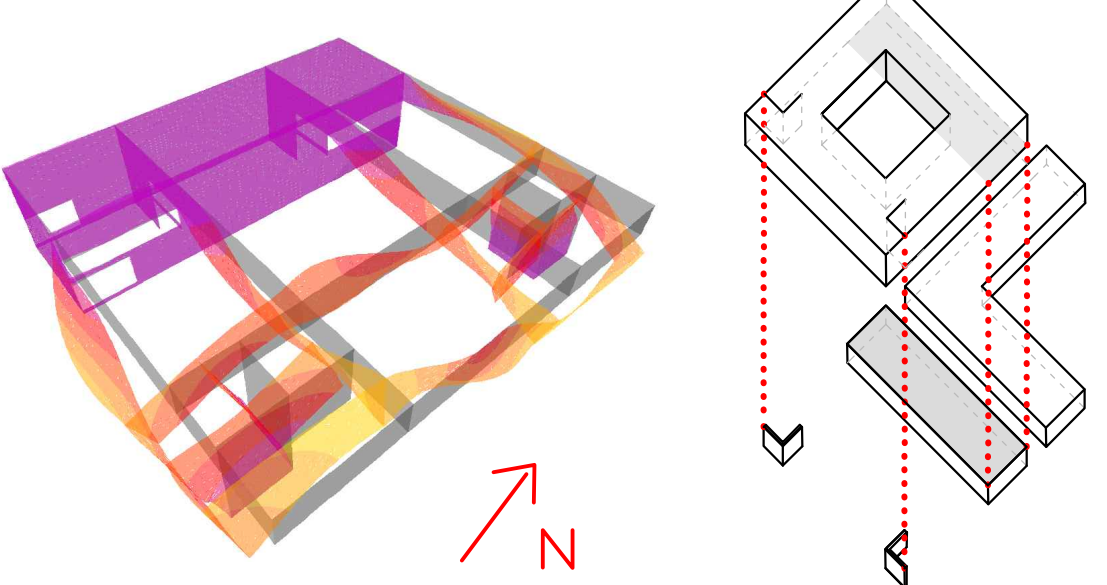
INCENDIO Resistencia al fuego		R 90
/R120/R180		
CUADRO DE CARGAS		PLANTA BAJA
CARGAS UNIFORMES		[kN/m²]
Permanentes	Variables	
Peso propio (sin vigas HA)	3,6	-
Cargas permanentes	2,0	-
Sobrecarga de uso	-	5,0
TOT.	5,6	5,0
Sobrecarga de uso	-	2,0
TOT.	6,0	2,0
DEPÓSITOS		
Peso propio (sin vigas HA)	3,6	-
Cargas permanentes	2,0	-
Sobrecarga de uso	-	19,5
TOT.	5,6	19,5
USO PÚBLICO EXTERIOR		
Peso propio (sin vigas HA)	3,6	-
Sobrecarga de uso	-	3,0
TOT.	3,6	3,0



ESQUEMA ESTRUCTURAL



MODO DE VIBRACIÓN FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID CURSO 2015/2016

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE MADRID

PROYECTO FIN DE MÁSTER

ÁLVARO SIZA VIEIRA:
BIBLIOTECA PÚBLICA,
VIANA DO CASTELO (PORTUGAL)

LOCALIDAD DE CÁLCULO:
AYAMONTE, HUELVA
(ESPAÑA)

PROYECTO BÁSICO

ESCALA:
1/500

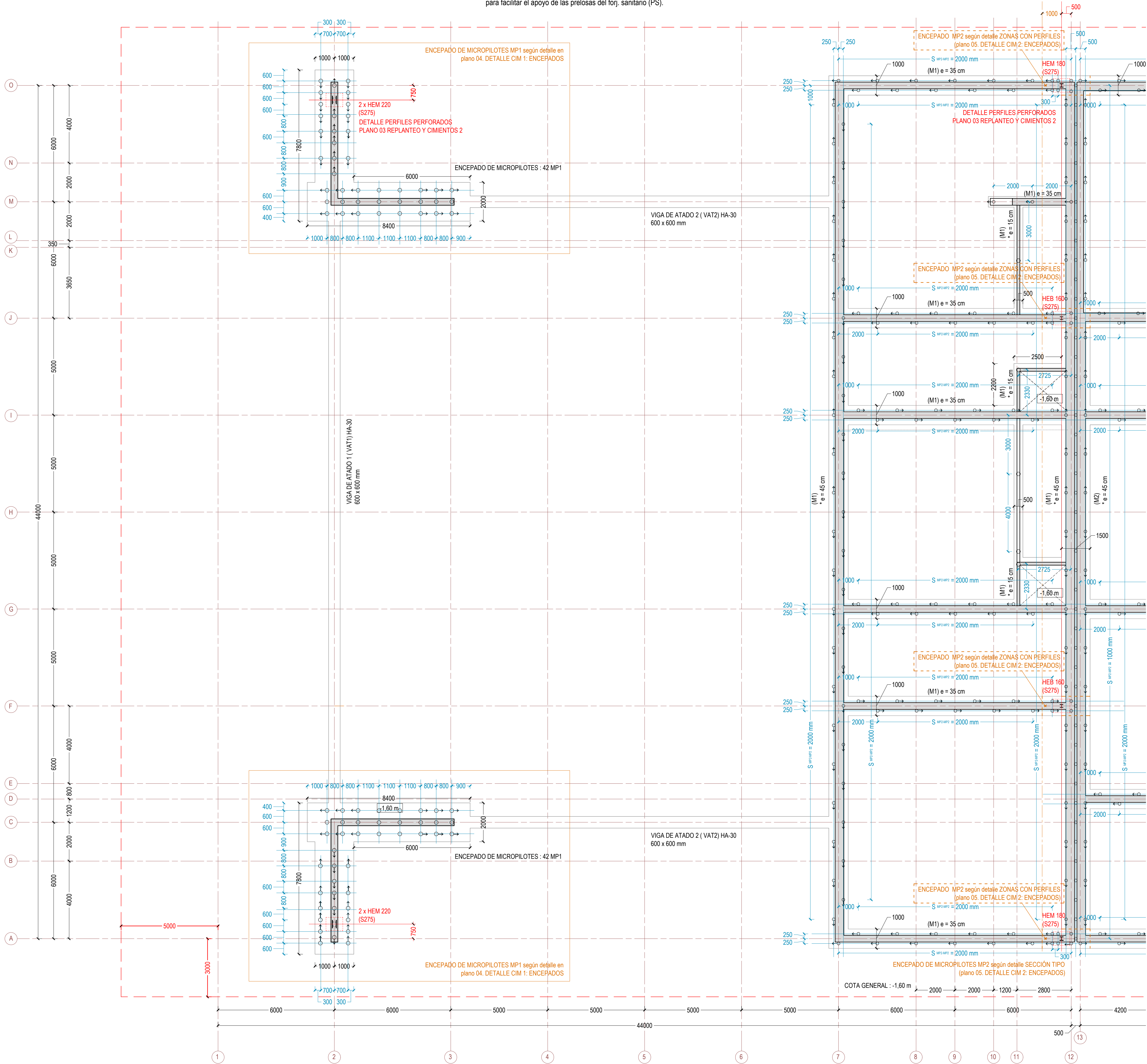
PLANO:

TUTOR:
ALUMNO:

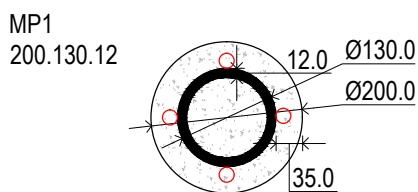
DR. ARQ. CERVERA BRAVO, JAIME
ARQ. NAVAS SÁNCHEZ, LAURA

REPLANTEO Y CIMENTACIÓN
E 1/100

* El incremento de 10 cm en el espesor del muro tiene lugar solo en el tramo entre cimentación y el forjado sanitario , desde la cota -1,60 m hasta la cota +0,35 m, y se realiza para facilitar el apoyo de las prelosas del forj. sanitario (PS).



DETALLE MICROPILOTES (MP1) Y (MP2)
E 1/10

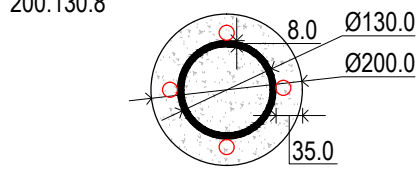


MICROPILOTES DE ACERO DE ALTA RESISTENCIA 552 MPa (GEO 80) INYECCIÓN REPETIDA Y SELECTIVA (IRS) Terreno resistente zona G3 $\sigma_{adm} G3 = 1 \text{ MPa}$

INCLINACIÓN MICROPILOTES según plano de cimentación ÁNGULO: 20°

LONGITUD EMPOTRAMIENTO MÍNIMO EN ZONA G3 : 4000 mm

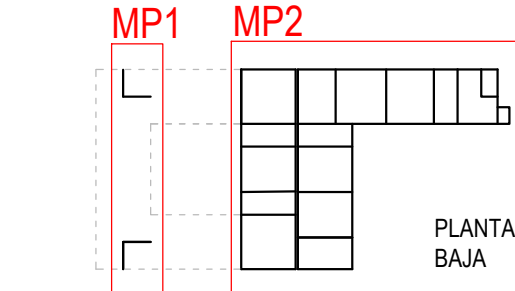
MP2
200.130.8



MICROPILOTES DE ACERO DE ALTA RESISTENCIA 552 MPa (GEO 80) INYECCIÓN ÚNICA GLOBAL (IGU) Terreno resistente zona G3 $\sigma_{adm} G3 = 1 \text{ MPa}$

INCLINACIÓN MICROPILOTES según plano de cimentación ÁNGULO: 20°

LONGITUD EMPOTRAMIENTO MÍNIMO EN ZONA G3 : 2600 mm



MUROS SECCIONADOS
LÍMITE PARCELA
EJES MICROPILOTES

CIMENTACIÓN	
COEFICIENTES DE SEGURIDAD MATERIALES (CTE-C)	
ACERO DE MICROPILOTES	
ORDINARIA	3.3
ACCIDENTAL	3.3

ACCIONES (CTE-C)	ELU - efecto		ELS - efecto	
	Desfavorable	Favorable	Desfavorable	Favorable
A. permanentes (G) - γ_G	1.00	1.00	1.00	1.00
A. variables (Q) - γ_Q	1.00*	0.00	1.00*	0.00

*Cuando se considere, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplica al valor de combinación que precede del valor característico, reducido con el de simultaneidad (ψ_E , apartado 4.2.2, tabla 4.2)

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES	
ACERO DE MICROPILOTES	
Modulo de elasticidad E	210000 MPa
Modulo de cizalladura G	81000 MPa
v coeficiente de Poisson	0.3
α coeficiente de dilatación termica	1.2E-5 °C ⁻¹ (-1)
p densidad	7850 kg/m ³

GEO 80	
Resistencia característica f_{tk} (t ≤ 16 mm)	552 MPa
Resistencia de cálculo f_{td} (t ≤ 16 mm)	552 MPa
$f_{tk} = 0.3 f_{td}$	255 MPa
Resistencia a rotura f_{tk} (3 ≤ t ≤ 100 mm)	689 MPa
Porcentaje máximo de carbono	0.35 %

HORMIGÓN HA-30	
Denominación	CEMII/B-S-32.5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f_{tk}	30 MPa
Resistencia media a compresión f_{tm}	38 MPa
Modulo de elasticidad E _m	28500 MPa
Resistencia media a tracción f_{tm}	2.03 MPa

COEFICIENTE DE SEGURIDAD DEL TERRENO (CTE-C)	
ORDINARIA	3.0
ACCIDENTAL	2.0

ESTRUCTURA			
COEFICIENTES DE SEGURIDAD MATERIALES (EHE-08)			
	ACERO DE ARMAR	ACERO	HORMIGÓN
ORDINARIA	1.15	1.05	1.50
ACCIDENTAL	1.00	1.05	1.30

ACCIONES (EHE-08)	ELU - efecto		ELS - efecto	
	Desfavorable	Favorable	Desfavorable	Favorable
A. permanentes (G) - γ_G	1.35	1.00	1.00	1.00
A. variables (Q) - γ_Q	1.50*	0.00	1.00*	0.00

*Cuando se considere, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplica al valor de combinación que precede del valor característico, reducido con el de simultaneidad (ψ_E , apartado 4.2.2, tabla 4.2)

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES	
ACERO DE POSTESADO Y1860S7	
Resistencia característica f_{tk}	1860 MPa
Tesado respecto de f_{tk} : 0.7 f_{tk}	1302 MPa
Modulo de elasticidad E _m	190000 MPa
Área de un tendón (12 torones)	1680 mm ²

HORMIGÓN HA 50	
Denominación	CEMII/A-D-52.5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f_{tk}	50 MPa
Resistencia media a compresión f_{tm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E _m	30000 MPa
Resistencia media a tracción f_{tm}	4.07 MPa

HORMIGÓN HP 50	
Denominación	CEMII/A-D-52.5R MR
Recubrimiento mínimo	45 mm
Resistencia característica a compresión f_{tk}	50 MPa
Resistencia media a compresión f_{tm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E _m	33000 MPa
Resistencia media a tracción f_{tm}	4.07 MPa

HORMIGÓN HA-30	
Denominación	CEMII/B-S-32.5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f_{tk}	30 MPa
Resistencia media a compresión f_{tm}	38 MPa
Modulo de elasticidad E _m	28500 MPa
Resistencia media a tracción f_{tm}	2.03 MPa

ACERO DE ARMAR B500SD	
Resistencia característica f_{tk}	500 MPa
Resistencia a rotura f_{tk}	575 MPa
Modulo de elasticidad E _m	200000 MPa
Alargamiento de rotura (%)	≥ 16%
Relación f_{tk}/f_{tk}	1.15 s/f/s/y/s 1.35

ACERO DE PERFILES Y PLACAS	
Modulo de elasticidad E _m	210000 MPa
Modulo de cizalladura G	81000 MPa
v coeficiente de Poisson	0.3
α coeficiente de dilatación termica	1.2E-5 °C ⁻¹ (-1)
p densidad	7850 kg/m ³

S 275 JR/JO/J2	
Resistencia característica f_{tk} (t ≤ 16 mm)	275 MPa
Resistencia característica f_{td} (16 ≤ t ≤ 40 mm)	265 MPa
Resistencia característica f_{tk} (40 ≤ t ≤ 63 mm)	255 MPa
Resistencia a rotura f_{tk} (3 ≤ t ≤ 100 mm)	410 MPa

S 355 JR/JO/J2	
Resistencia característica f_{tk} (t ≤ 16 mm)	355 MPa
Resistencia característica f_{td} (16 ≤ t ≤ 40 mm)	345 MPa
Resistencia característica f_{tk} (40 ≤ t ≤ 63 mm)	335 MPa
Resistencia a rotura f_{tk} (3 ≤ t ≤ 100 mm)	470 MPa

CUADRO DE DOBLADO DE ARMADURA	
Doblado con mandriles de diámetro no inferior a:	
BARRAS	GANCHOS Y PATILLAS
CORRUGADAS	Ø < 20 mm Ø ≥ 20 mm Ø ≤ 25 mm Ø > 25 mm
B500 S - B500 SD	4 Ø 7 Ø 12 Ø 14 Ø

NOTAS: - Cercos o rebosos de diámetro ≤ 12mm podrán doblarse con diámetro ≤ a los indicados. - Para evitar la fluencia, el diámetro empleado no deberá ser ØB + 3 ni Ø - 3 mm.

CUADRO DE LONGITUDES DE ANCLAJE (m)	
POSICIÓN	Ø 8 Ø 12 Ø 16 Ø 20 Ø 25
Horizontal y arriba (Pos. II)	0.40 0.55 0.75 0.95 1.15
Vertical o abajo (Pos. I)	0.30 0.45 0.60 0.70 0.90

HA-30	
Horizontal y arriba (Pos. II)	0.40 0.55 0.75 0.95 1.40
Vertical o abajo (Pos. I)	0.30 0.45 0.60 0.70 1.05

CUADRO DE LONGITUDES DE SOLAPE (m)	
POSICIÓN	Ø 8 Ø 12 Ø 16 Ø 20 Ø 25
Horizontal y arriba (Pos. II)	0.75 1.10 1.50 1.85 2.30
Vertical o abajo (Pos. I)	0.55 0.85 1.15 1.40 1.75

NOTAS: - Las barras de los armazones flexibles por acción o reacción, flexión, tracción o torsión, si se fijan en los extremos, pueden cortarse, pero nunca todas las de una misma sección al tiempo, dejando un solape igual al anclaje que correspondiera. La disposición de una patilla en tracción, reduce la longitud de anclaje en un 20%. - Las armaduras en tracción de una pieza lineal (rigida), no pueden cortarse sin permitir espigas de la D.F., que indique el solape necesario (EHE-08, art 69.5.2.2) en cada caso. En compresión basta la longitud de anclaje.

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID CURSO 2015/2016

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE MADRID

PROYECTO FIN DE MÁSTER

ÁLVARO SIZA VIEIRA:
BIBLIOTECA PÚBLICA,
VIANA DO CASTELO (PORTUGAL)

LOCALIDAD DE CÁLCULO:
AYAMONTE, HUELVA
(ESPAÑA)

REPLANTEO
Y CIMENTOS 1

ESCALA:
1/100

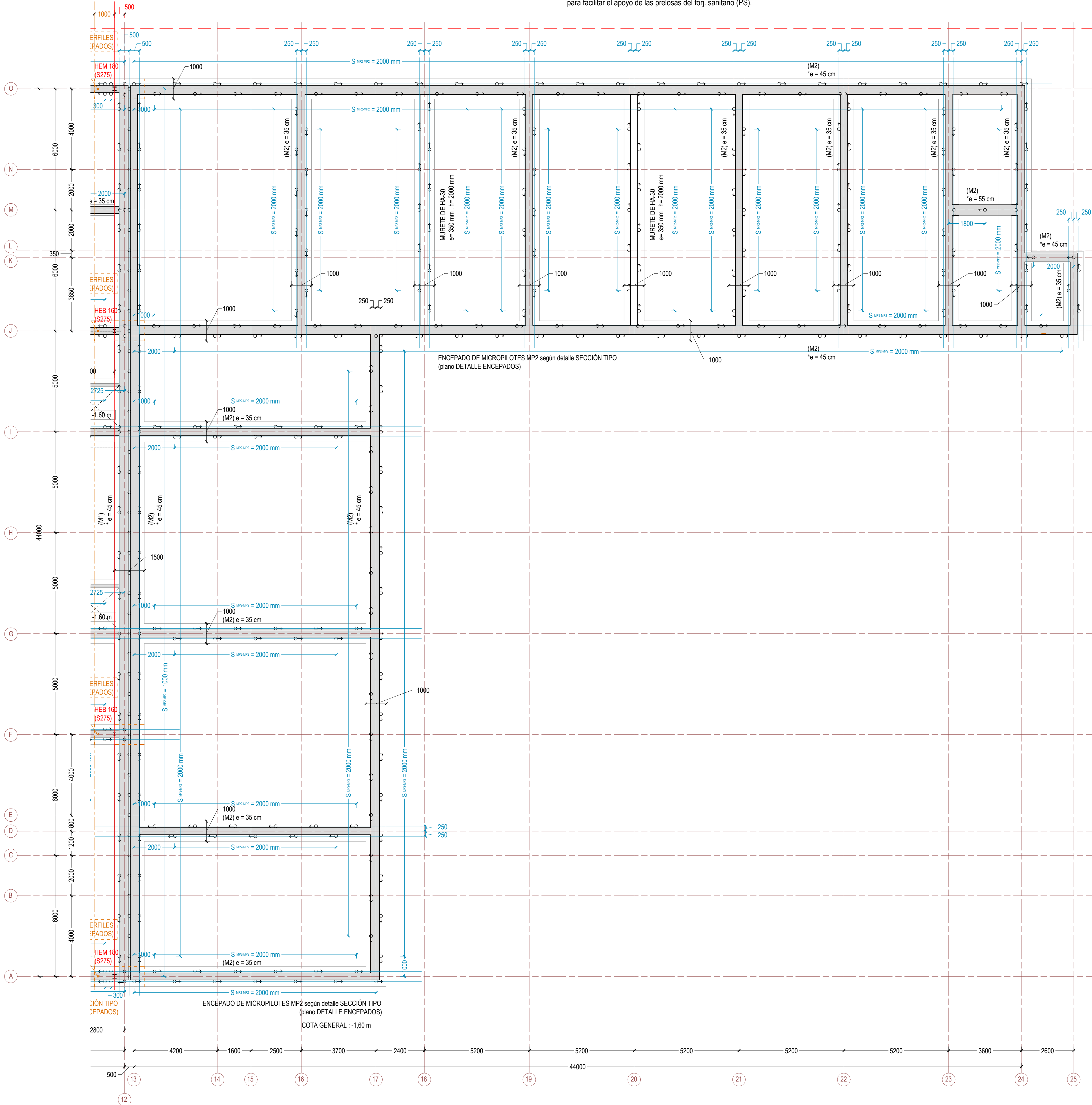
PLANO:
02

TUTOR:
ALUMNO:

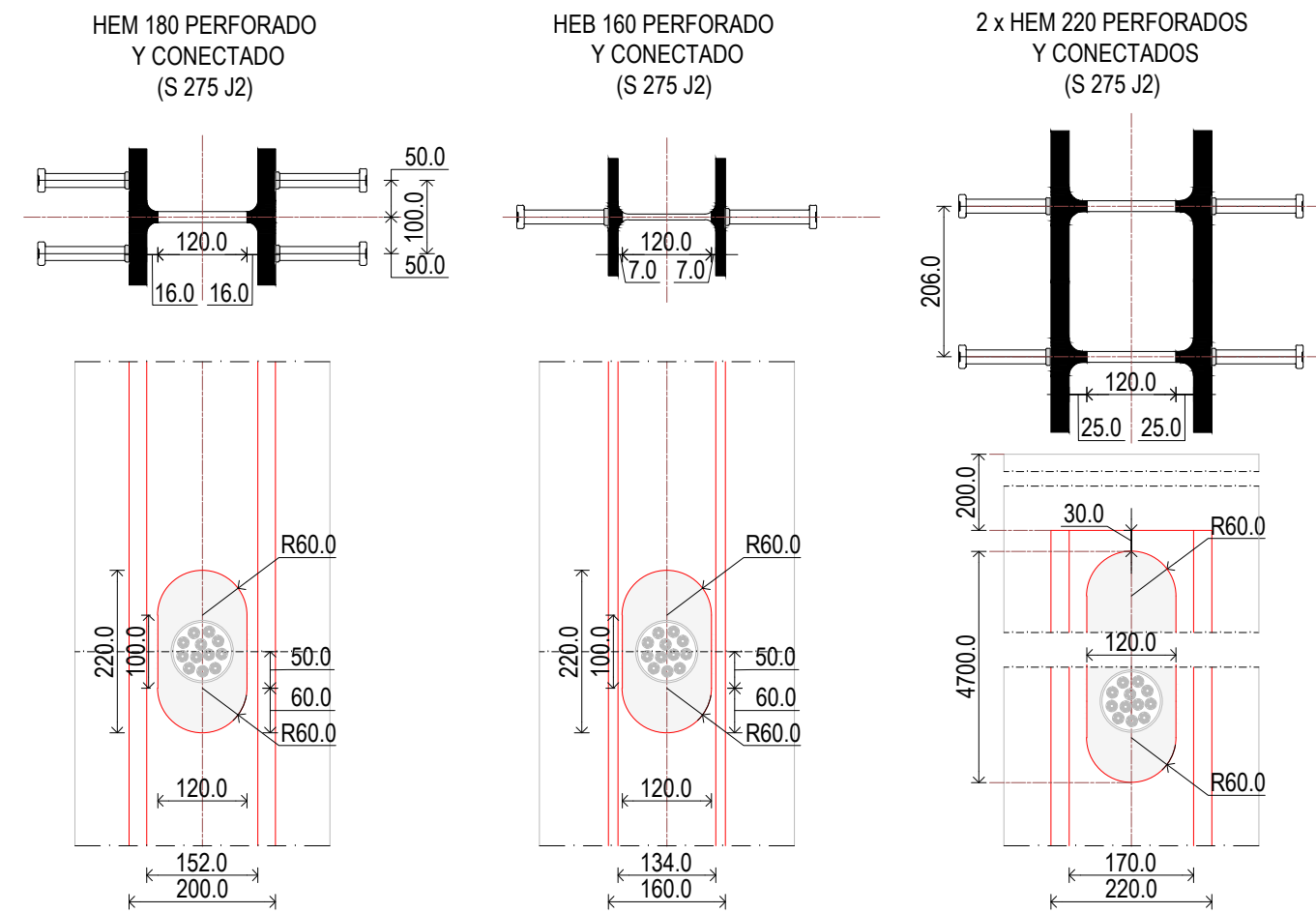
DR. ARQ. CERVERA BRAVO, JAIME
ARQ. NAVAS SÁNCHEZ, LAURA

REPLANTEO Y CIMENTACIÓN
E 1/100

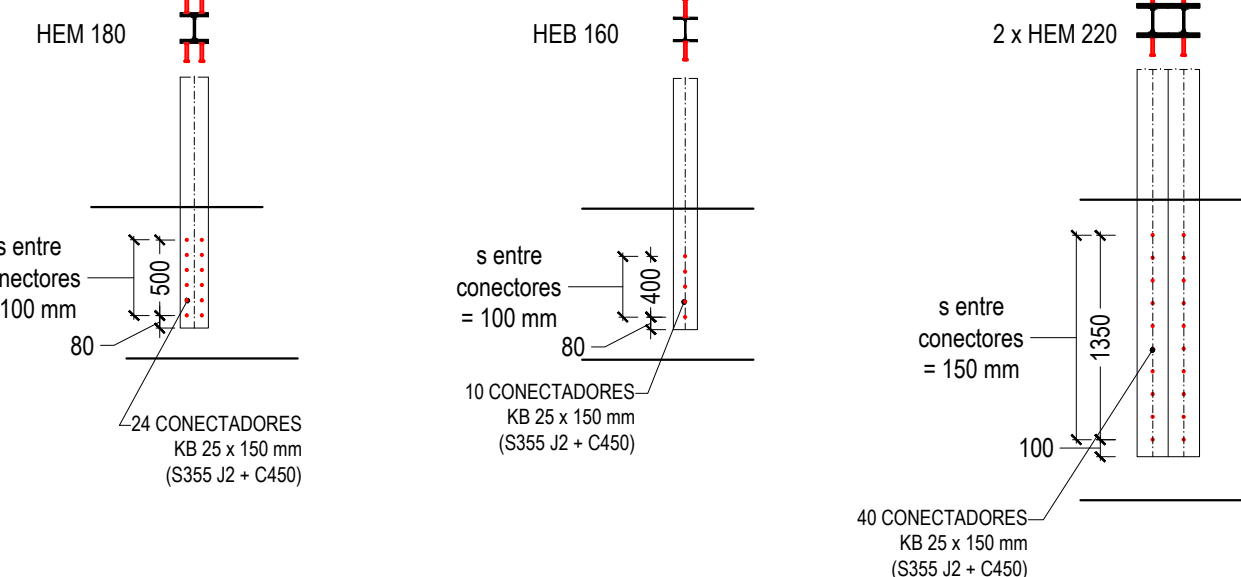
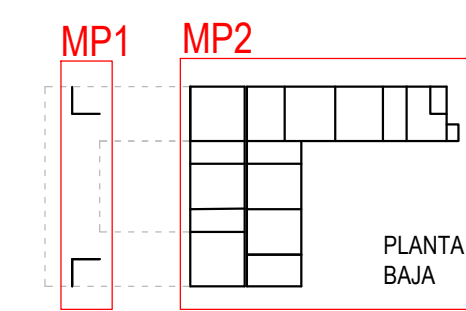
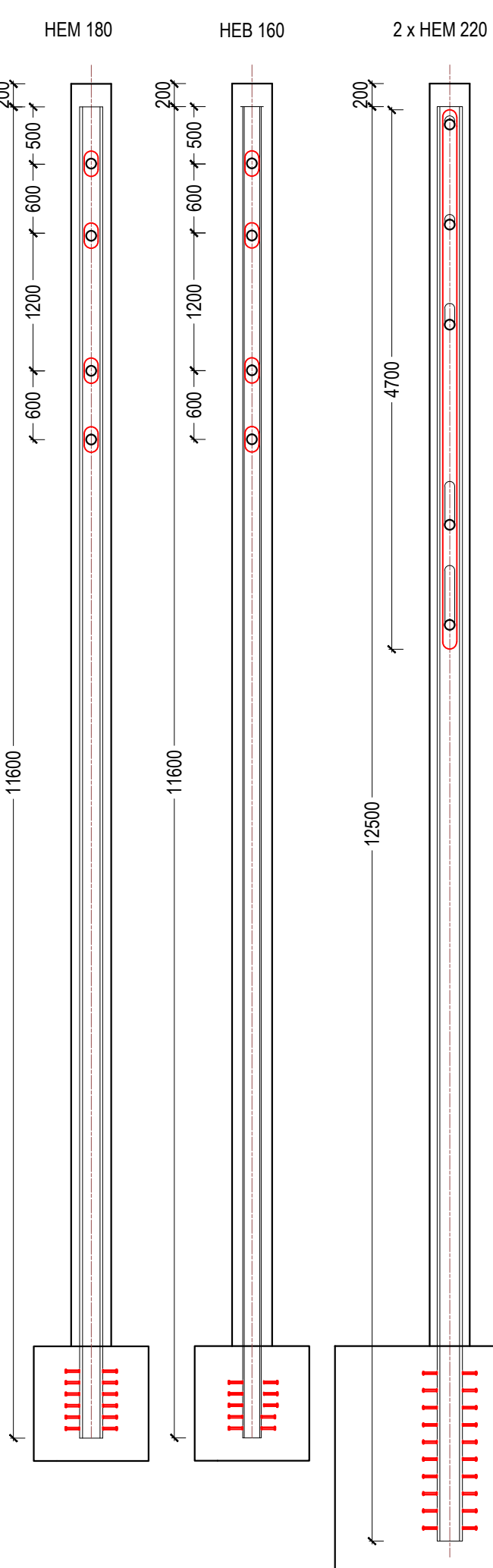
* El incremento de 10 cm en el espesor del muro tiene lugar solo en el tramo entre cimentación y el forjado sanitario , desde la cota -1,60 m hasta la cota +0,35 m, y se realiza para facilitar el apoyo de las prelosas del forj. sanitario (PS).



DETALLE PERFILES PERFORADOS Y CONECTADOS
E 1/10



DETALLE CONEXIÓN PERFILES
E 1/50

PERFORACIONES PERFILES
E 1/50

ESTRUCTURA				
COEFICIENTES DE SEGURIDAD MATERIALES (EHE-08)				
	ACERO DE ARMAR		ACERO	HORMIGÓN
ORDINARIA	1,15	1,05		1,50
ACCIDENTAL	1,00	1,05		1,30

ACCIONES (EHE-08)	ELU - efecto		ELS - efecto	
	Desfavorable	Favorable	Desfavorable	Favorable
A. permanentes (G) - γ_{G1}	1,35	1,00	1,00	1,00
A. variables (Q) - γ_Q	1,50	1,00	1,00	0,00

*Cuando se considere, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplicará el valor de combinación que proceda de los tipos característicos, reduciendo con el de simultaneidad (E2, apartado 2.2.2 tabla 2.5)

CUADRO de CARACTERÍSTICAS de MATERIALES	
ACERO de POSTESADO Y1860S2	
Resistencia característica f_{yk}	1860 MPa
Tesado respecto de f_{yk} : $0,7 f_{yk}$	1302 MPa
Modulo de elasticidad E	190000 MPa
Área de un tendón (12 brones)	68mm ²

HORMIGÓN HA 50	
Denominación	CEMIII/A-D-52,5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f_{ck}	50 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E_{cm}	30000 MPa
Resistencia media a tracción f_{ctm}	4,07 MPa

HORMIGÓN HP 50	
Denominación	CEMII/A-D-52,5R MR
Recubrimiento mínimo	45 mm
Resistencia característica a compresión f_{ck}	50 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E_{cm}	33000 MPa
Resistencia media a tracción f_{ctm}	4,07 MPa

HORMIGÓN HA-30	
Denominación	CEMI/II-B-S-32,5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f_{ck}	30 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}	38 MPa
Módulo de elasticidad E_{cm}	28500 MPa
Resistencia media a tracción f_{ctm}	2,03 MPa

ACERO DE ARMAR B500SD	
Resistencia característica f_{yk}	500 MPa
Resistencia a rotura f_t	575 MPa
Modulo de elasticidad E_s	200000 MPa
Alargamiento de rotura (%)	$\geq 16\%$
Relación f_t/f_{yk}	$1,15 \leq f_t/f_{yk} \leq 1,35$

ACERO DE PERFILES Y PLACAS	
Modulo de elasticidad E_s	210000 MPa
Modulo de cizalladura G	81000 MPa
ν coeficiente de Poisson	0,3
α coeficiente de dilatación térmica	1,2E-5 $^{\circ}\text{C}^{-1}$
ρ densidad	7850 kg/m^3

S 275 JR/JQ/J2	
Resistencia característica f_{tk} ($t \leq 16$ mm)	275 MPa
Resistencia característica f_{tk} ($16 \leq t \leq 40$ mm)	265 MPa
Resistencia característica f_{tk} ($40 \leq t \leq 63$ mm)	255 MPa
Resistencia a rotura f_t ($3 \leq t \leq 100$ mm)	410 MPa
S 355 JR/JQ/J2	
Resistencia característica f_{tk} ($t \leq 16$ mm)	355 MPa
Resistencia característica f_{tk} ($16 \leq t \leq 40$ mm)	345 MPa
Resistencia característica f_{tk} ($40 \leq t \leq 63$ mm)	335 MPa
Resistencia a rotura f_t ($3 \leq t \leq 100$ mm)	470 MPa

CUADRO DE DOBLADO DE ARMADURA			
Doblado con mandriles de diámetro no inferior a:			
BARRAS CORRUGADAS	GANCHOS Y PATILLAS		BARRAS DOBLADAS
	$\varnothing < 20 \text{ mm}$	$\varnothing \geq 20 \text{ mm}$	$\varnothing \leq 25 \text{ mm}$ $\varnothing > 25 \text{ mm}$
B500 S - B500 SD	4 Ø	7 Ø	12 Ø 14 Ø

NOTAS: Cercos o estribos de diámetro $\leq 12 \text{ mm}$ podrán doblarse con diámetro ≥ 4 los indicados.
 Para evitar la entorsión, el diámetro empleado no deberá ser de $\varnothing \geq 3 \text{ ni } \geq 3 \text{ cm}$.

POSICIÓN	Ø 8	Ø 12	Ø 16	Ø 20	Ø 25
					HAHP-50
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,40	0,55	0,75	0,95	1,15
Vertical o abajo (Pos. I)	0,30	0,45	0,60	0,70	0,90
					HA-30
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,40	0,55	0,75	0,95	1,40
Vertical o abajo (Pos. I)	0,30	0,45	0,60	0,70	1,05

POSICIÓN	Ø 8	Ø 12	Ø 16	Ø 20	Ø 25
					HAHP-50
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75	1,10	1,50	1,85	2,30
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55	0,85	1,15	1,40	1,75
					HA-30
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75	1,10	1,50	1,85	2,80
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55	0,85	1,15	1,45	1,15

NOTAS: Las costuras de las armaduras desmontan por sección o costuras, (junturas, muros, techos o nervios de forjado reticulado), pueden cortarse, pero nunca todas las de una misma sección al tiempo, disponiendo un solape igual al anclaje que corresponda. La disposición de una patilla en tracción, reduce la longitud de anclaje en un 30%.

Las armaduras en tracción de una pieza lineal (vigas), no pueden cortarse sin permiso expreso de la D.F., que indique el solape necesario (EHE-08, art 69.5.2.2) en cada caso. En compresión basta la longitud de anclaje.

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID CURSO 2015/2016

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE MADRID

PROYECTO FIN DE MÁSTER

ÁLVARO SIZA VIEIRA:
BIBLIOTECA PÚBLICA,
VIANA DO CASTELO (PORTUGAL)

LOCALIDAD DE CÁLCULO:
AYAMONTE, HUELVA
(ESPAÑA)

REPLANTEO Y CIMIENTOS 2 Y PERFILES PERFORADOS

ESCALA:

PLANO:

TUTOR:

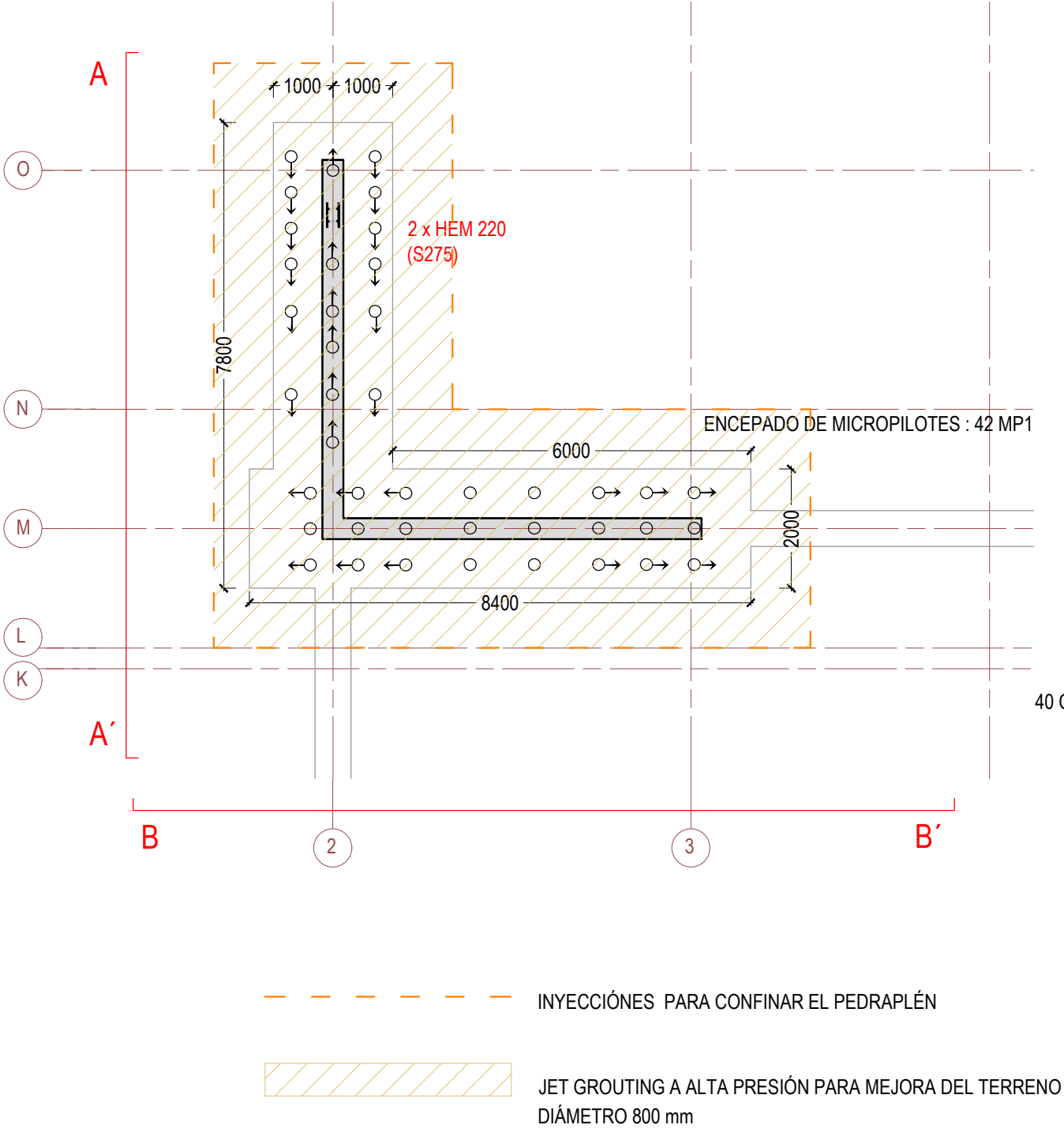
DR. ARQ. CERVERA BRAVO, JAIME

ALUMNO:

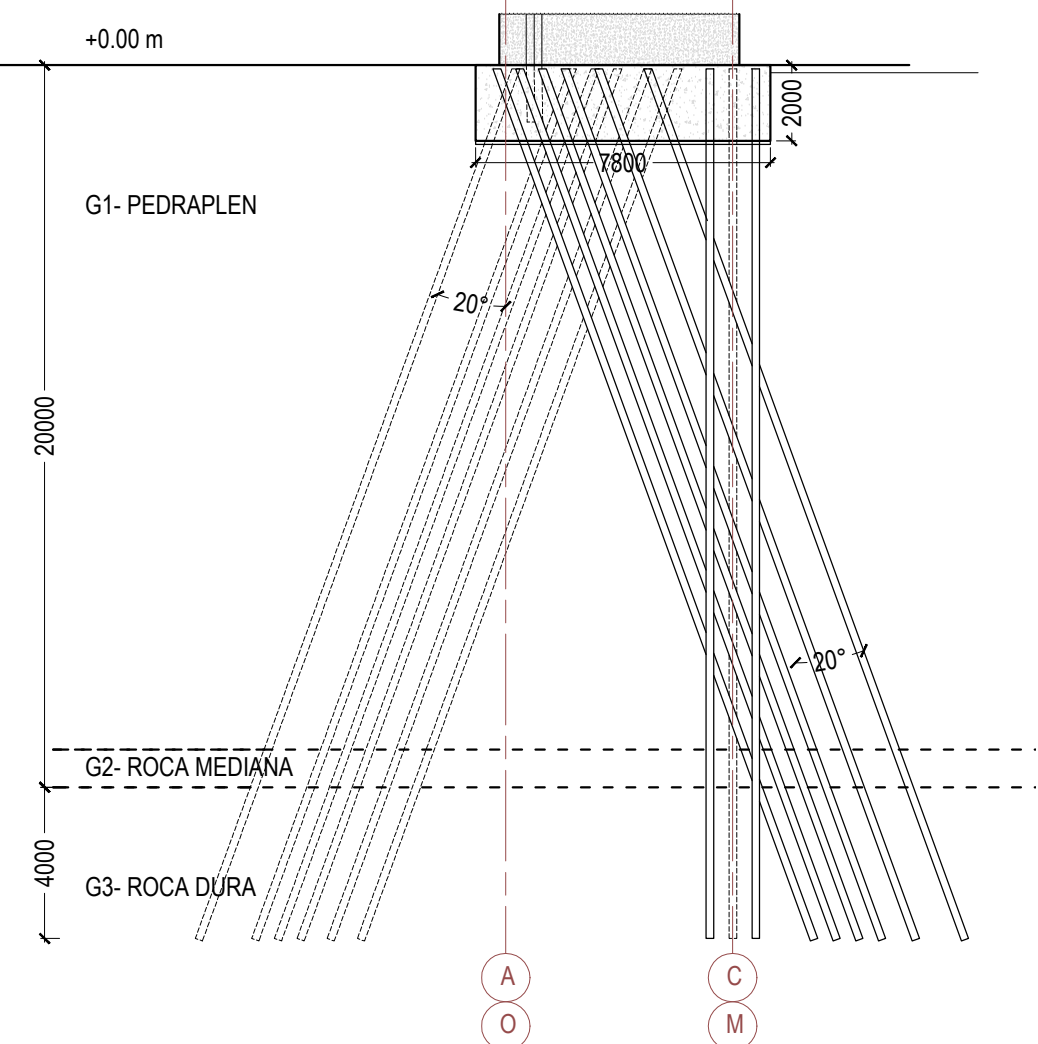
ARQ. NAVAS SÁNCHEZ, LAURA

03

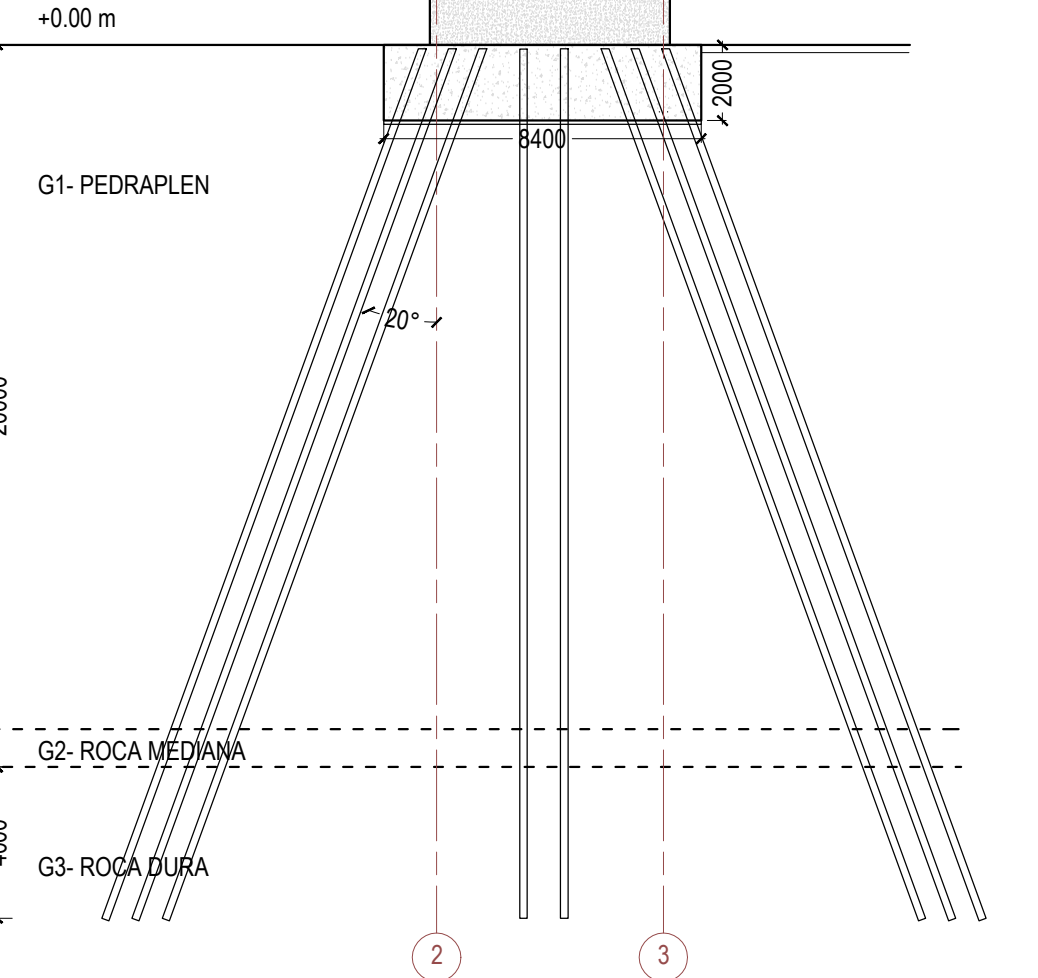
PLANTA BAJA Y CIMENTACIÓN
E 1/100



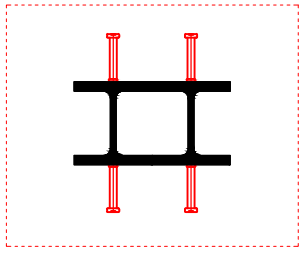
DETALLE CIMENTACIÓN
SECCIÓN A-A'
E 1/200



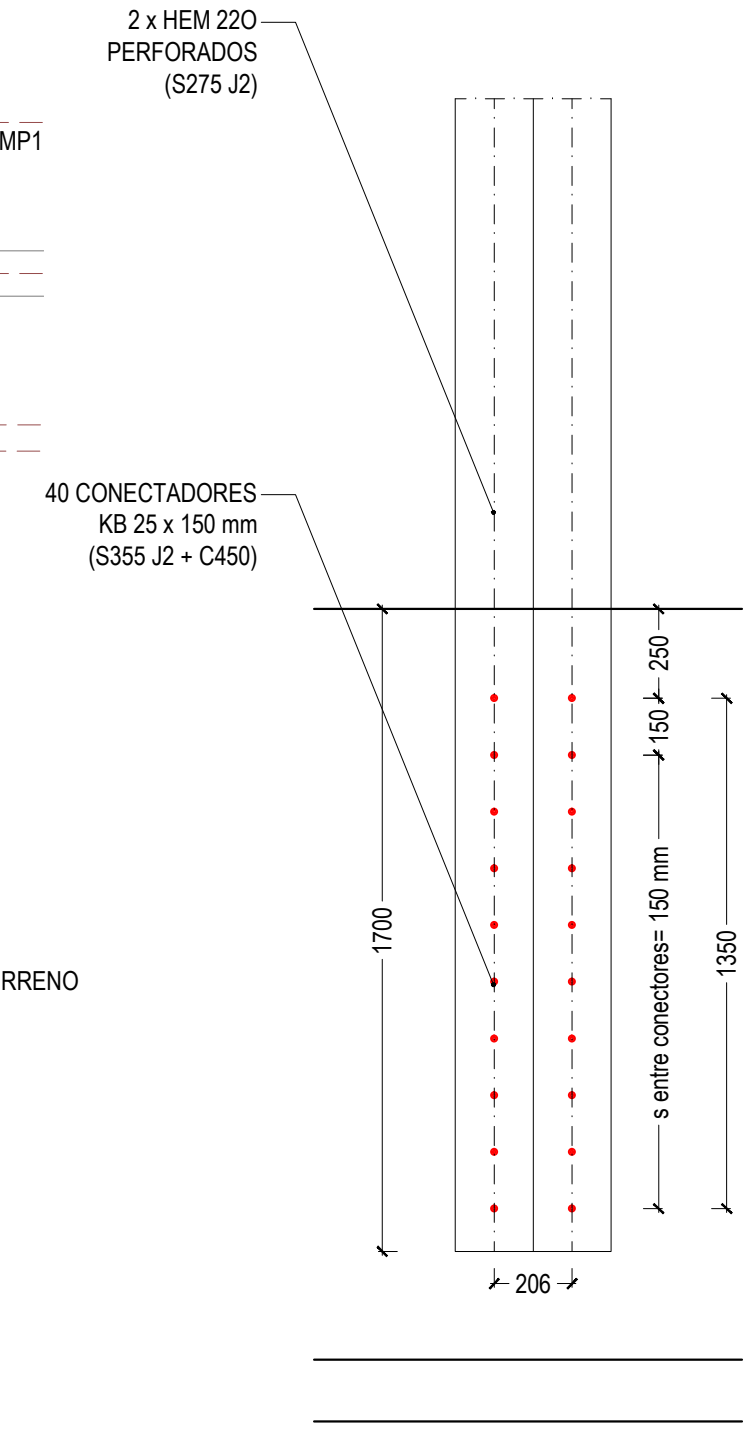
DETALLE CIMENTACIÓN
SECCIÓN B-B'
E 1/200



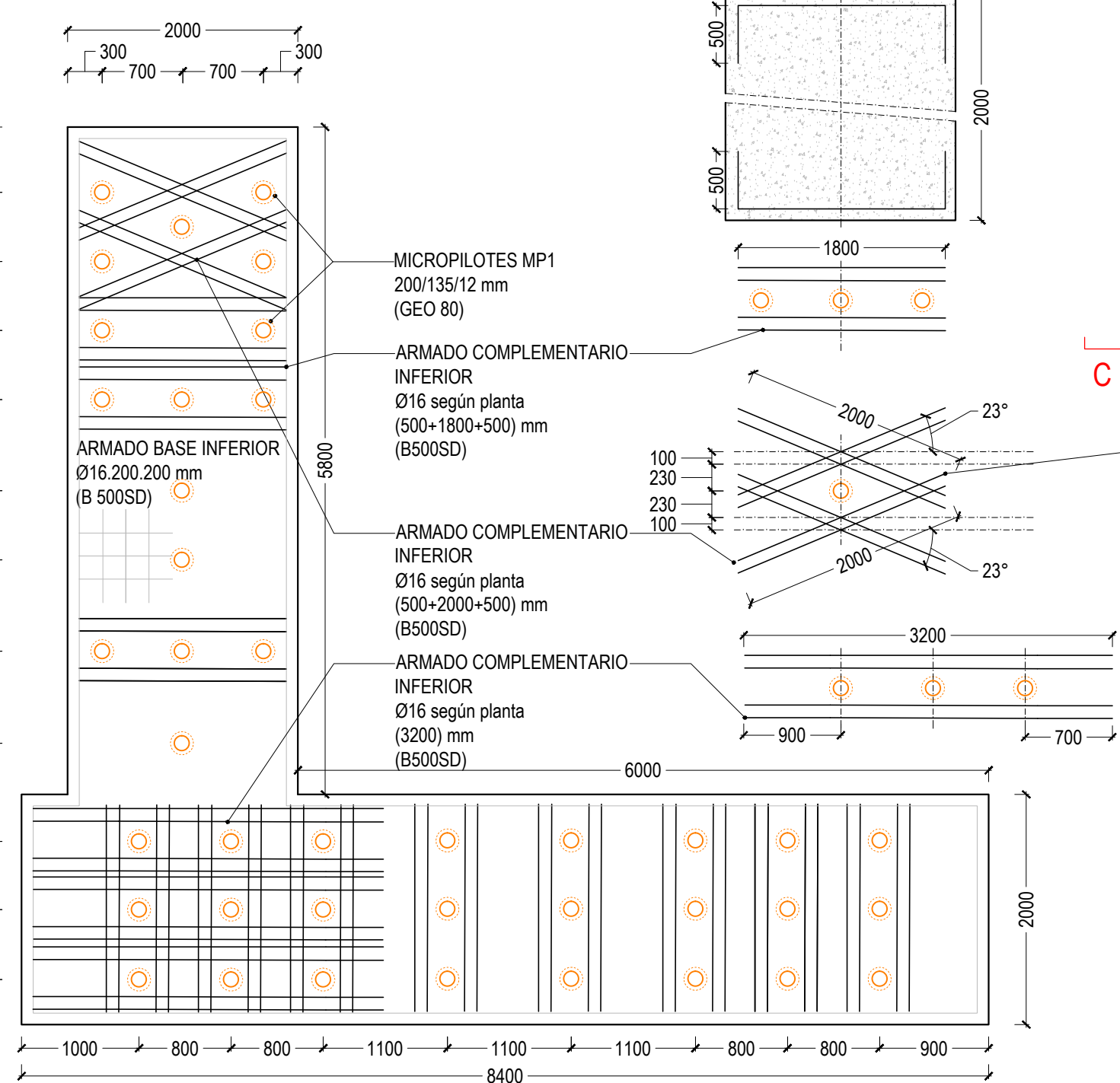
DETALLE ARMADO ENCEPADO
MUROS EN L (ML)
SECCIÓN C-C'
E 1/20



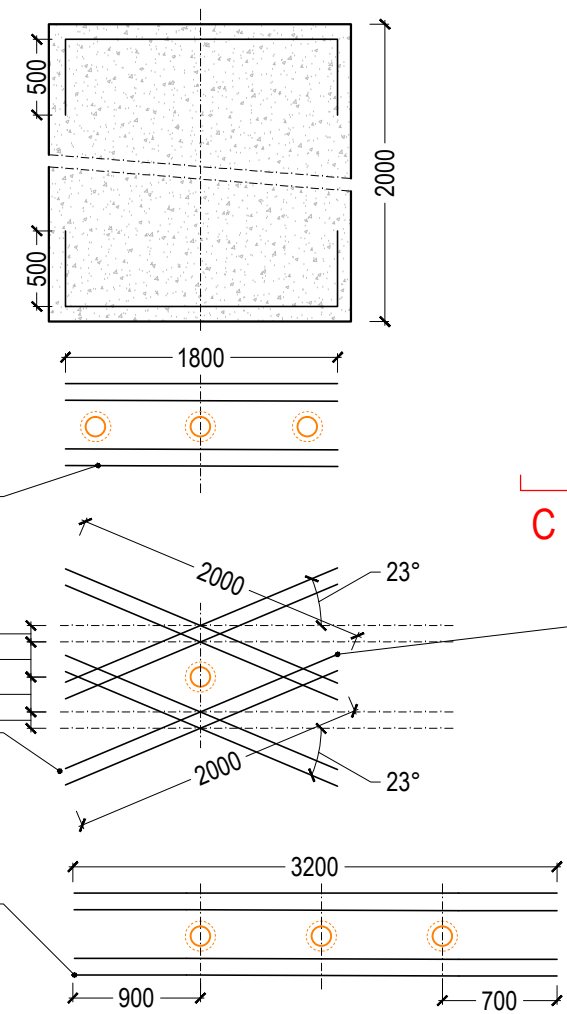
DETALLE PERFILES PERFORADOS
PLANO 03 REPLANTEO Y CIMIENTOS 2



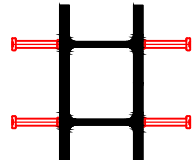
ARMADO INFERIOR ENCEPADO
MUROS EN L (ML)
E 1/50



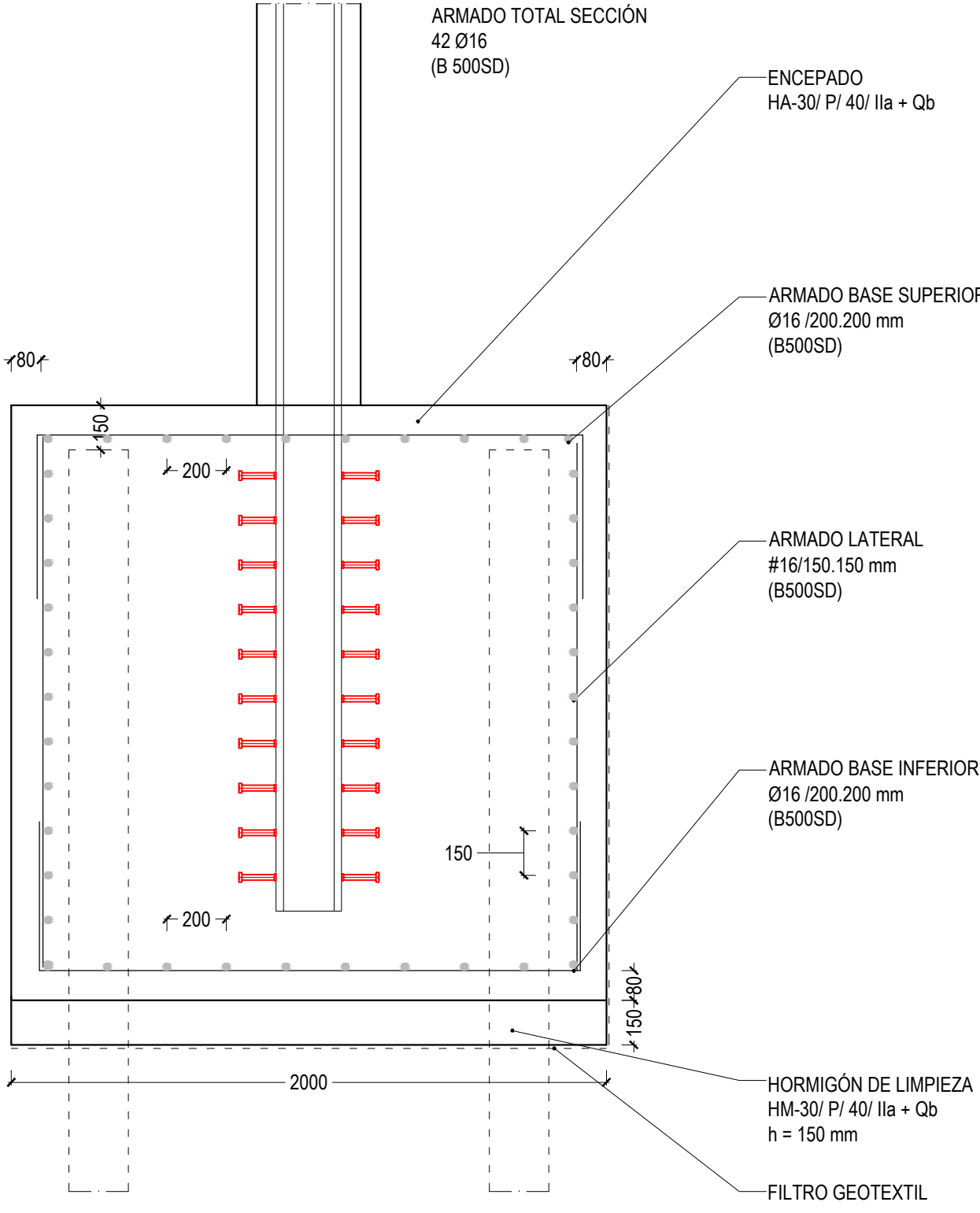
DETALLE ARMADOS COMPLEMENTARIOS
SUPERIOR E INFERIOR



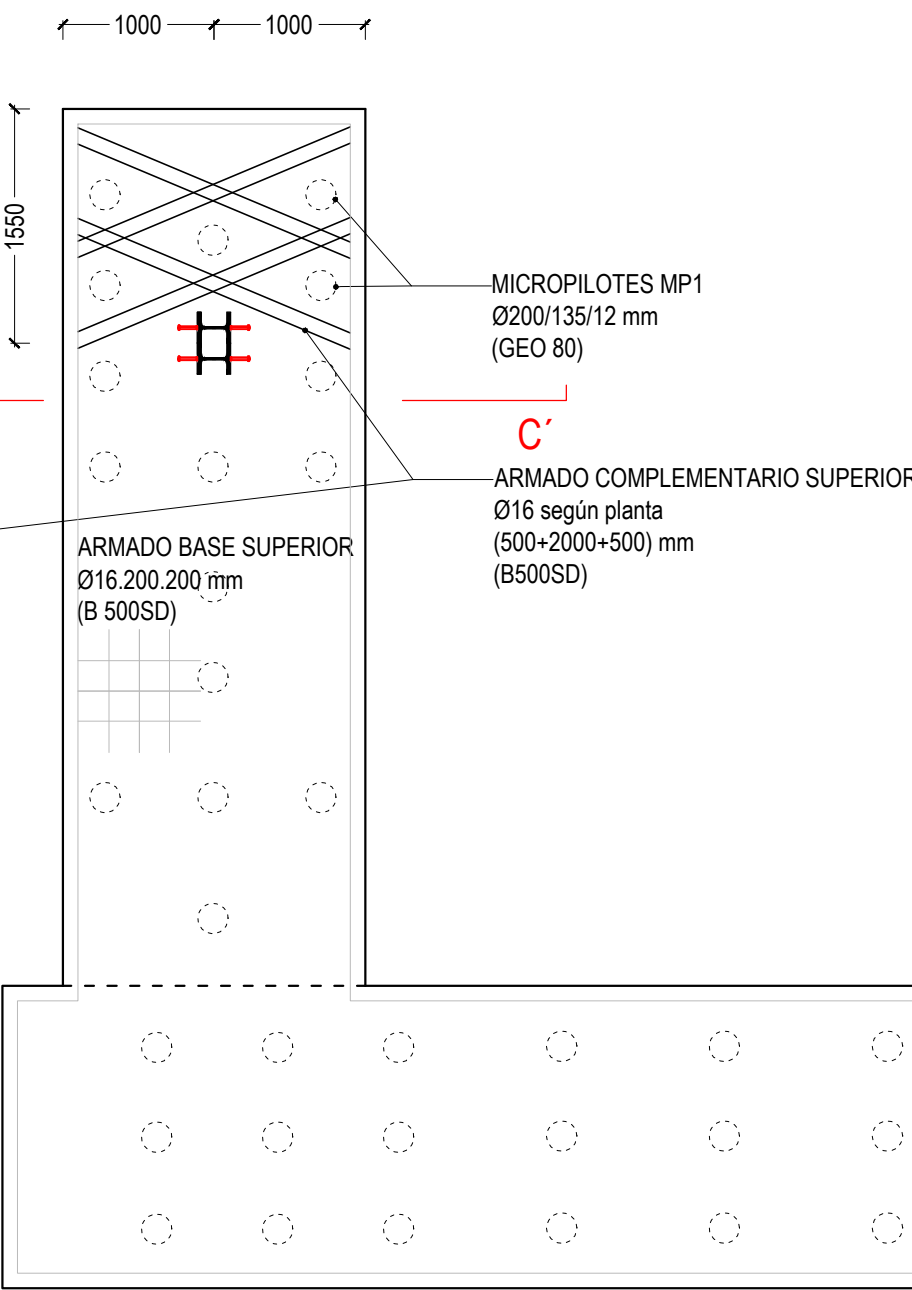
2 x HEM 220 CONECTADOS



ARMADO TOTAL SECCIÓN
42 Ø16
(B 500SD)

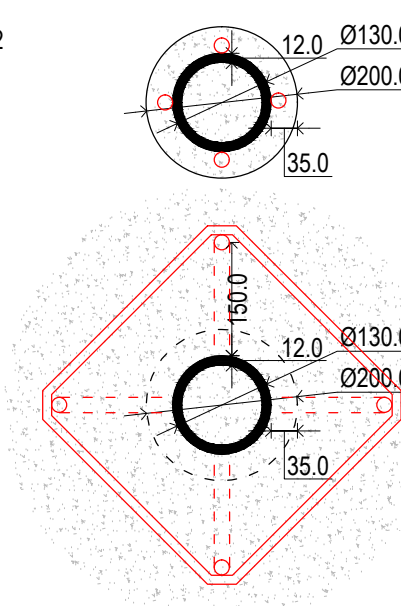


ARMADO SUPERIOR ENCEPADO
MUROS EN L (ML)
E 1/50



DETALLE MICROPILOTES (MP1)
E 1/10

MP1
200.130.12

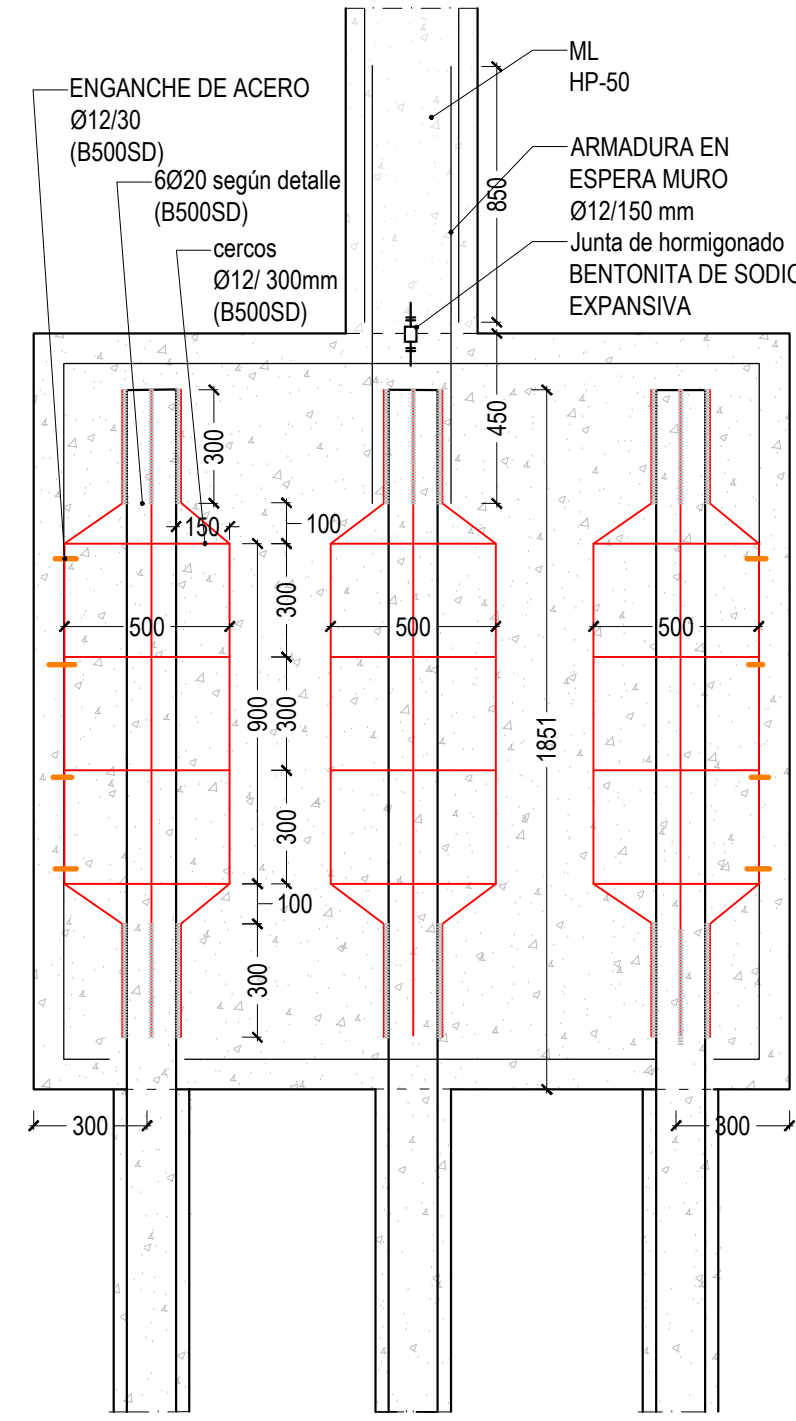


MICROPILOTES DE ACERO DE ALTA
RESISTENCIA 552 MPa (GEO 80)
INYECCIÓN REPETIDA Y SELECTIVA (IRS)
Terreno resistente zona G3
 $\sigma_{adm} G3= 1 \text{ MPa}$

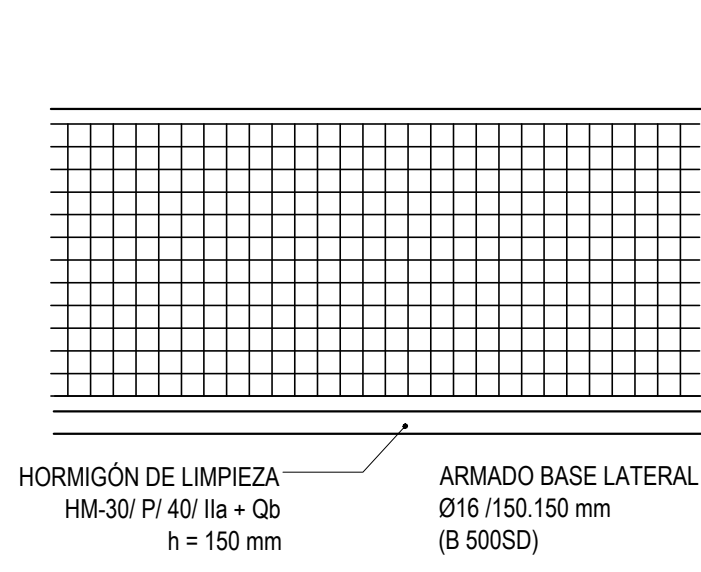
INCLINACIÓN MICROPILOTES
según plano de cimentación
ÁNGULO: 20 °

LONGITUD EMPOTRAMIENTO MÍNIMO
EN ZONA G3 : 4000 mm

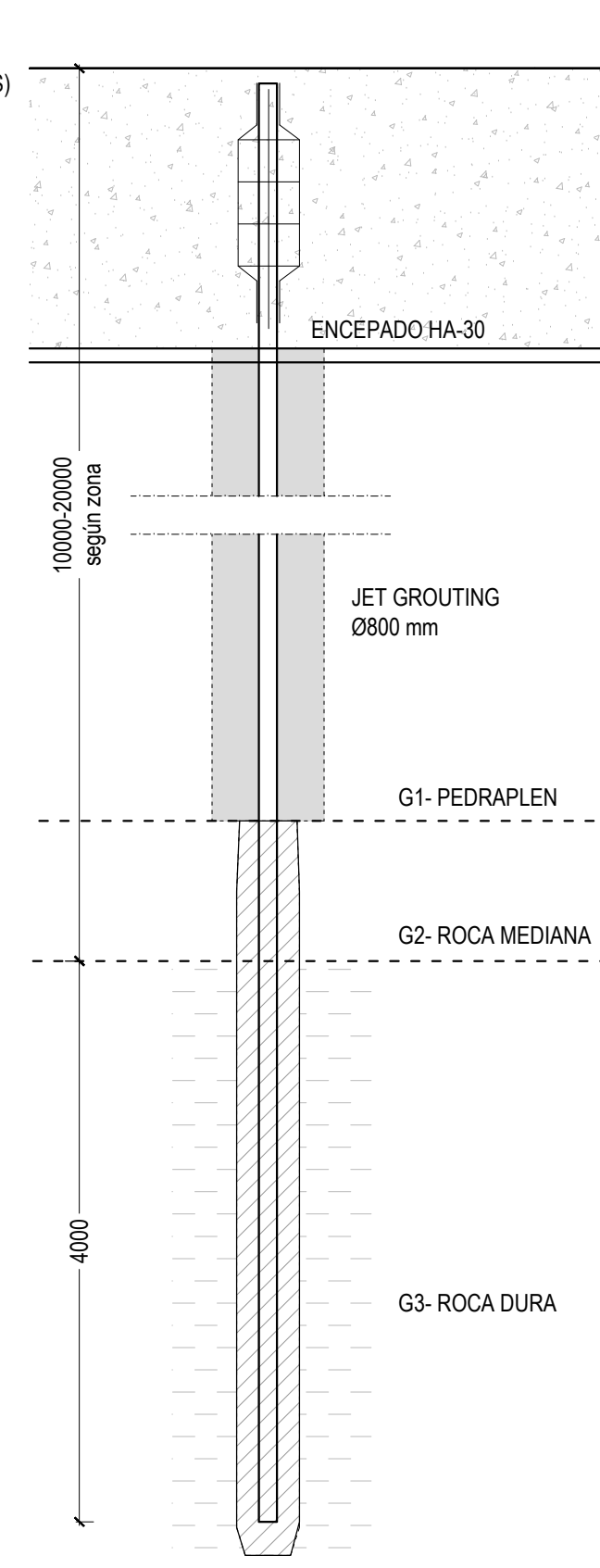
DETALLE MICROPILOTES (MP1)
ARMADURA DE ADHERENCIA SOLDADA
E 1/20



ARMADO LATERAL ENCEPADO
MUROS EN L (ML)
E 1/50



DETALLE MICROPILOTES (MP1)
E 1/50



CIMENTACIÓN		
COEFICIENTES DE SEGURIDAD MATERIALES (CTE-C)		
ACERO DE MICROPILOTES		
ORDINARIA	3.3	
ACCIDENTAL	3.3	

ACCIONES (CTE-C)		
ELU - efecto		
Desfavorable Favorable Desfavorable Favorable		
A. permanentes (G _k) - γ _p	1.00	1.00
A. variables (Q _k) - γ _p	1.00 *	0.00

*Cuando se considere, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplica al valor de combinación que procede del valor característico, reducido con el de simultaneidad (SE, apartado 4.2.2, tabla 4.2)

COEFICIENTES DE SEGURIDAD MATERIALES (CTE-C)		
ACERO DE MICROPILOTES		
Modulo de elasticidad E _s	210000 MPa	
Modulo de cizalladura G	81000 MPa	
ν coeficiente de Poisson	0.3	
α coeficiente de dilatación térmica	1.2E-5 °C ⁻¹ (-1)	
ρ densidad	7850 kg/m ³	

HORMIGÓN HA-30		
Denominación	CEMI/II-B-S-32.5N MR	
Recubrimiento mínimo	40 mm	
Resistencia característica a compresión f _{cd}	30 MPa	
Resistencia media a compresión f _{cm}	38 MPa	
Modulo de elasticidad E _s	28500 MPa	
Resistencia media a tracción f _{ctm}	2.03 MPa	

HORMIGÓN HA-30		
Denominación	CEMI/II-B-S-32.5N MR	
Recubrimiento mínimo	40 mm	
Resistencia característica a compresión f _{cd}	30 MPa	
Resistencia media a compresión f _{cm}	38 MPa	
Modulo de elasticidad E _s	28500 MPa	
Resistencia media a tracción f _{ctm}	2.03 MPa	

COEFICIENTE DE SEGURIDAD DEL TERRENO (CTE-C)		
ORDINARIA	3.0	
ACCIDENTAL	2.0	

ESTRUCTURA		
COEFICIENTES DE SEGURIDAD MATERIALES (EHE-08)		
ACERO DE ARMAR		
ORDINARIA	1.15	1.05
ACCIDENTAL	1.00	1.05

ACCIONES (EHE-08)		
ELU - efecto		
Desfavorable Favorable Desfavorable Favorable		
A. permanentes (G _k) - γ _p	1.35	1.00
A. variables (Q _k) - γ _p	1.50 *	0.00

*Cuando se considere, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplica al valor de combinación que procede del valor característico, reducido con el de simultaneidad (SE, apartado 4.2.2, tabla 4.2)

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES

ACERO DE POSTESADO Y1860S7		
Resistencia característica f _{td}	1860 MPa	
Tesado respecto de f _{td} : 0.7 f _{td}	1302 MPa	
Modulo de elasticidad E _s	190000 MPa	
Área de un tendón (12 torones)	1680 mm ²	

HORMIGÓN HA 50		
Denominación	CEMI/II-A-D-52.5N MR	
Recubrimiento mínimo	40 mm	
Resistencia característica a compresión f _{cd}	50 MPa	
Resistencia media a compresión f _{cm}	58 MPa	
Modulo de elasticidad E _s	30000 MPa	
Resistencia media a tracción f _{ctm}	4.07 MPa	

HORMIGÓN HP 50		
Denominación	CEMI/II-A-D-52.5R MR	
Recubrimiento mínimo	45 mm	
Resistencia característica a compresión f _{cd}	50 MPa	
Resistencia media a compresión f _{cm}	58 MPa	
Modulo de elasticidad E _s	33000 MPa	
Resistencia media a tracción f _{ctm}	4.07 MPa	

HORMIGÓN HA-30		
Denominación	CEMI/II-B-S-32.5N MR	
Recubrimiento mínimo	40 mm	
Resistencia característica a compresión f _{cd}	30 MPa	
Resistencia media a compresión f _{cm}	38 MPa	
Modulo de elasticidad E _s	28500 MPa	
Resistencia media a tracción f _{ctm}	2.03 MPa	

ACERO DE ARMAR B500SD		
Resistencia característica f _{td}	500 MPa	
Resistencia a rotura f _t	575 MPa	
Modulo de elasticidad E _s	200000 MPa	
Alargamiento de rotura (%)	≥ 16%	
Relación f _t /f _{td}	1.15 ≤ f _t /f _{td} ≤ 1.35	

ACERO DE PERFILES Y PLACAS		
Modulo de elasticidad E _s	210000 MPa	
Modulo de cizalladura G	81000 MPa	
ν coeficiente de Poisson	0.3	
α coeficiente de dilatación térmica	1.2E-5 °C ⁻¹ (-1)	
ρ densidad	7850 kg/m ³	

S 275 JR/JO/2		
Resistencia característica f _{td} (t ≤ 16 mm)	275 MPa	
Resistencia característica f _{td} (16 ≤ t ≤ 40 mm)	265 MPa	
Resistencia característica f _{td} (40 ≤ t ≤ 63 mm)	255 MPa	
Resistencia a rotura f _t (3 ≤ t ≤ 100 mm)	410 MPa	

S 355 JR/JO/2		
Resistencia característica f _{td} (t ≤ 16 mm)	355 MPa	
Resistencia característica f _{td} (16 ≤ t ≤ 40 mm)	345 MPa	
Resistencia característica f _{td} (40 ≤ t ≤ 63 mm)	335 MPa	
Resistencia a rotura f _t (3 ≤ t ≤ 100 mm)	470 MPa	

CUADRO DE DOBLADO DE ARMADURA		
Doblado con mandriles de diámetro no inferior a:		
BARRAS	GANCHOS Y PATILLAS	BARRAS DOBLADAS
CORRUGADAS	Ø < 20 mm Ø ≥ 20 mm	Ø ≤ 25 mm Ø > 25 mm
B500 S - B500 SD	4 Ø 7 Ø 12 Ø 14 Ø	

CUADRO DE LONGITUDES DE ANCLAJE (m)		
POSICIÓN	Ø 8 Ø 12 Ø 16 Ø 20 Ø 25	
Horizontal y arriba (Pos. II)	0.40 0.55 0.75 0.95 1.15	
Vertical o abajo (Pos. I)	0.30 0.45 0.60 0.70 0.90	

CUADRO DE LONGITUDES DE SOLAPE (m)		
POSICIÓN	Ø 8 Ø 12 Ø 16 Ø 20 Ø 25	
Horizontal y arriba (Pos. II)	0.75 1.10 1.50 1.85 2.30	
Vertical o abajo (Pos. I)	0.55 0.85 1.15 1.40 1.75	

COEFICIENTE DE SEGURIDAD DEL TERRENO (CTE-C)		
ORDINARIA	3.0	
ACCIDENTAL	2.0	

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID CURSO 2015/2016

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE MADRID

PROYECTO FIN DE MÁSTER

ÁLVARO SIZA VIEIRA:
BIBLIOTECA PÚBLICA,
VIANA DO CASTELO (PORTUGAL)

LOCALIDAD DE CÁLCULO:
AYAMONTE, HUELVA
(ESPAÑA)

DETALLES CIMENTACIÓN 1: ENCEPADOS

ESCALA: 1/20

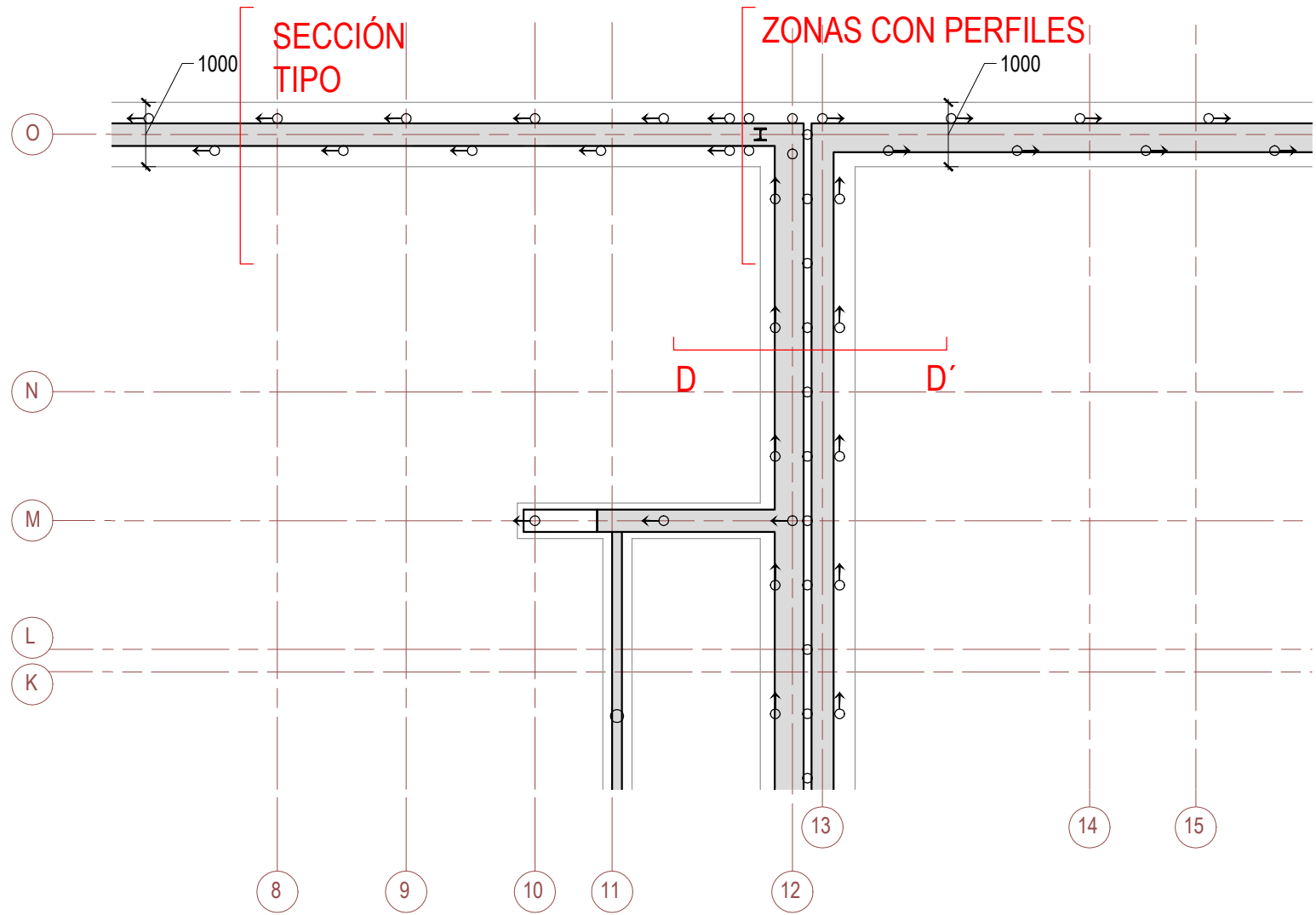
PLANO:

04

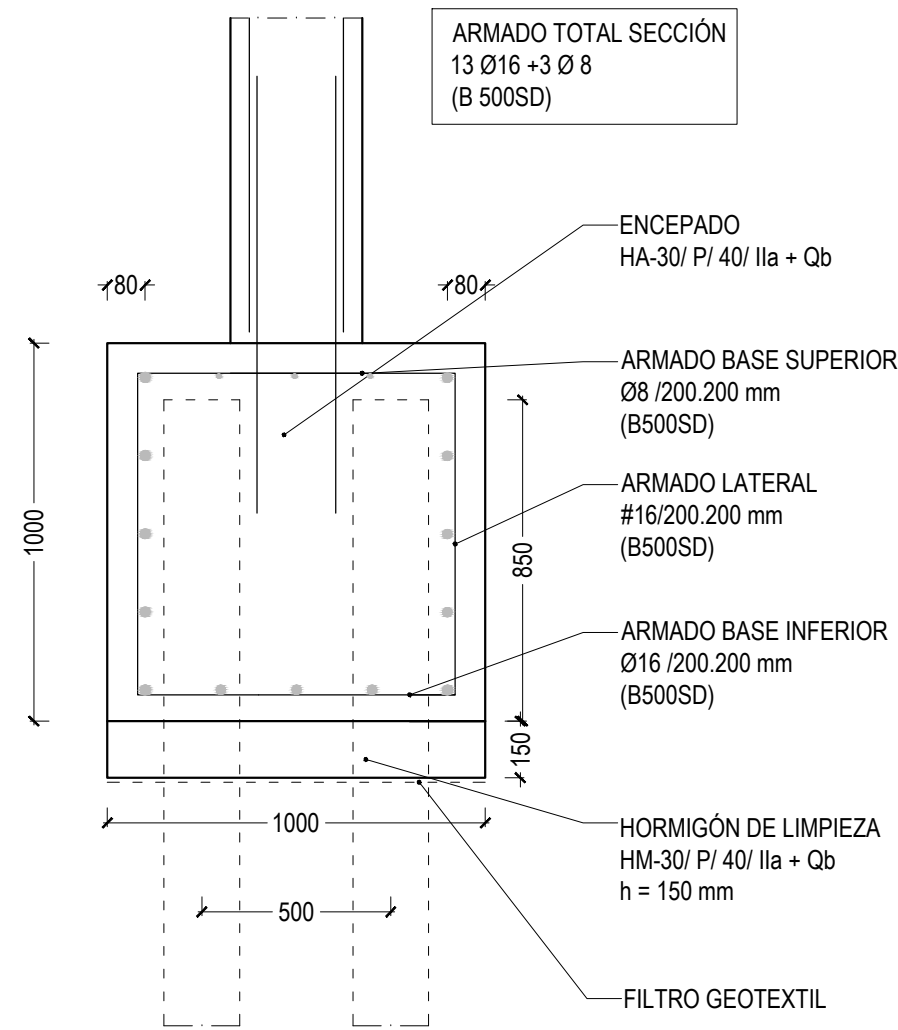
TUTOR:
ALUMNO:

DR. ARQ. CERVERA BRAVO, JAIME
ARQ. NAVAS SÁNCHEZ, LAURA

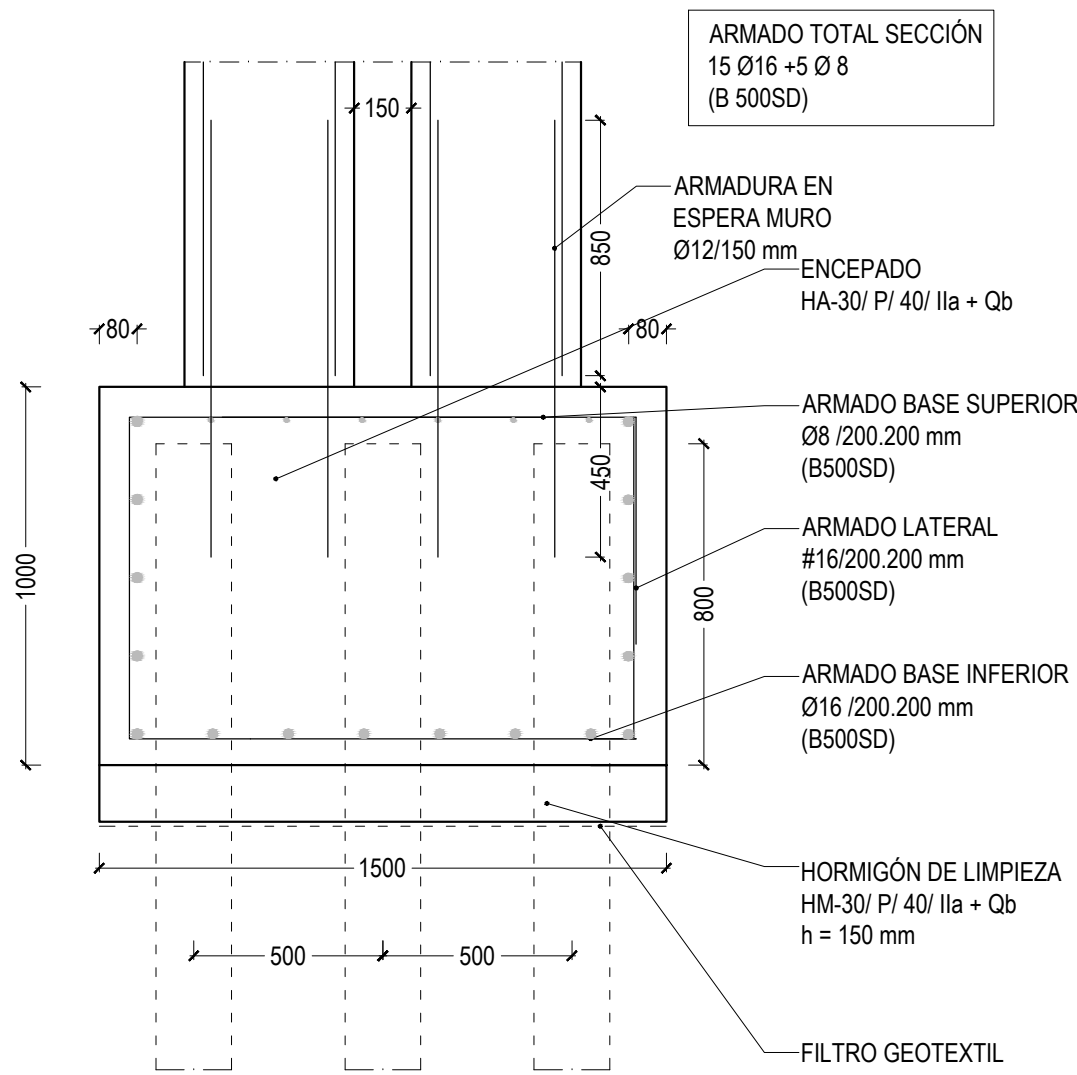
PLANTA BAJA Y CIMENTACIÓN
E 1/100



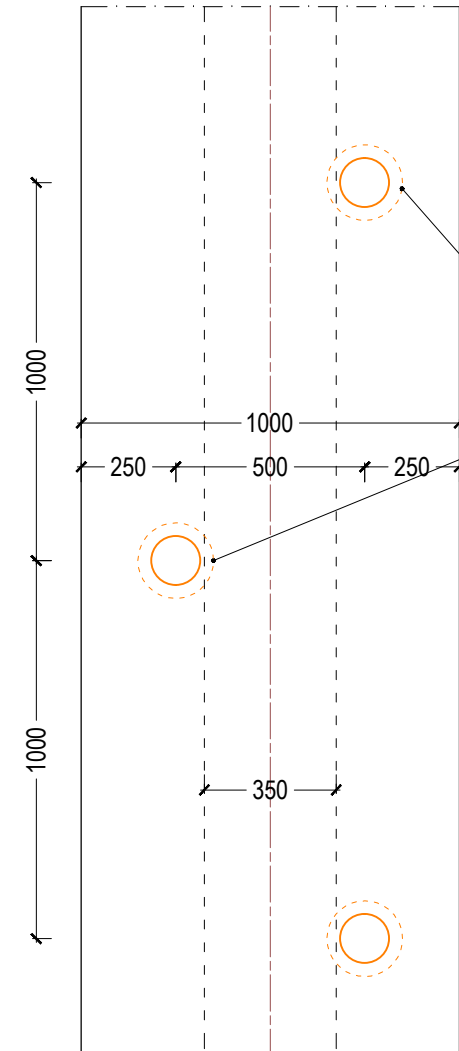
DETALLE ARMADO ENCEPADO
MUROS (M1) Y (M2)
SECCIÓN TIPO
E 1/20



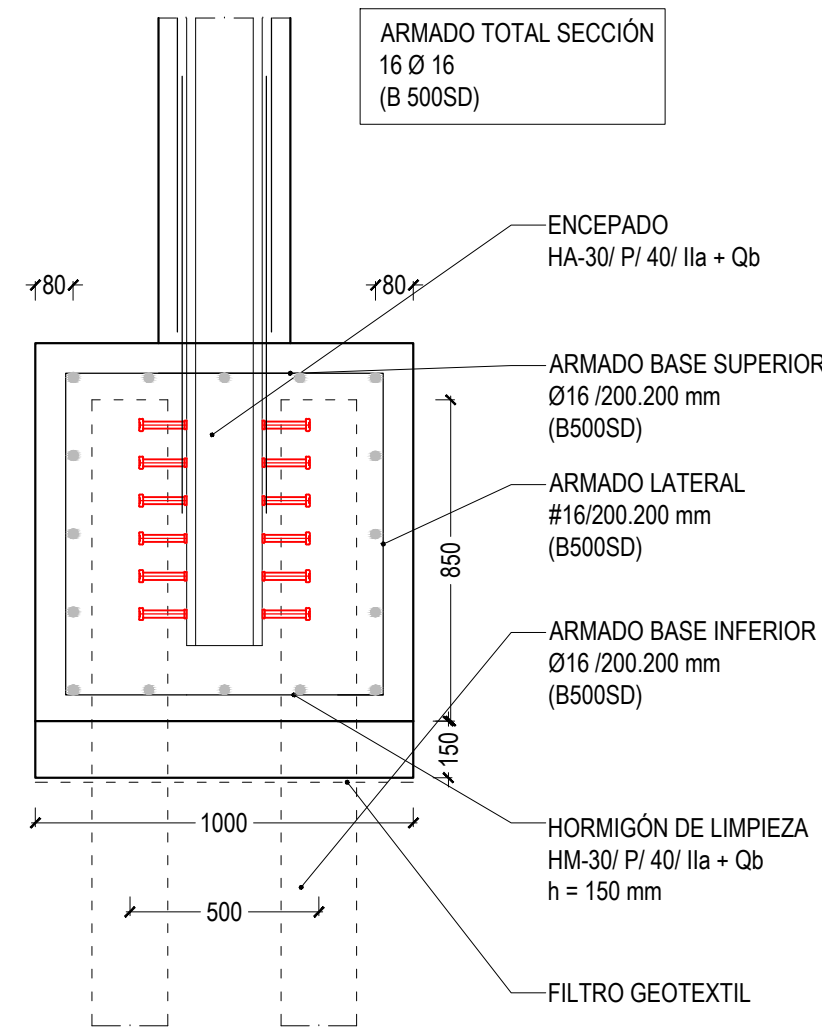
DETALLE ARMADO ENCEPADO
MUROS (M1) Y (M2)
SECCIÓN D-D'
E 1/20



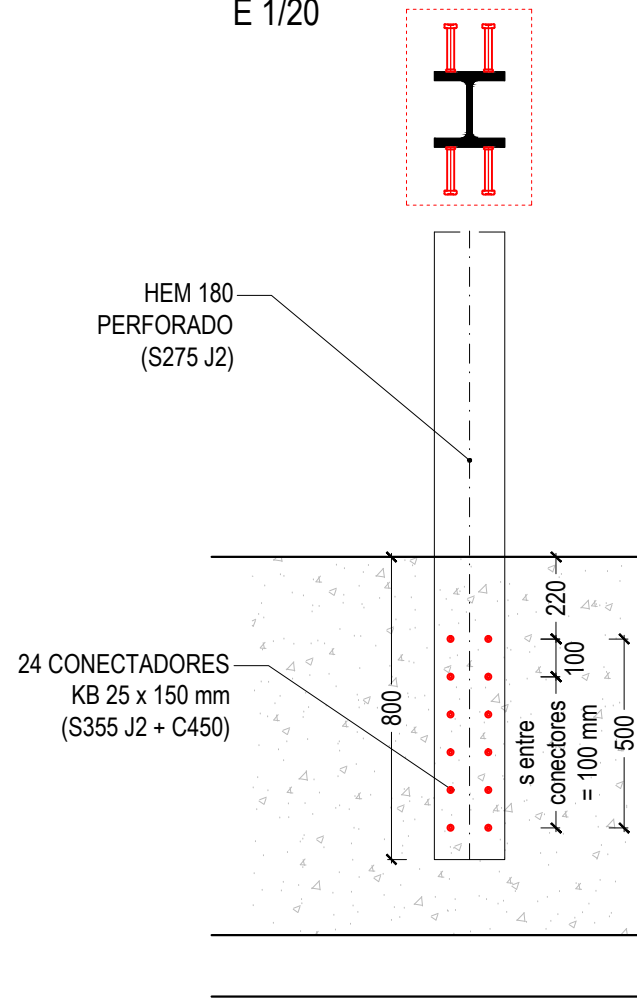
DETALLE ARMADO ENCEPADO
MUROS (M1) Y (M2)
SECCIÓN TIPO
E 1/20



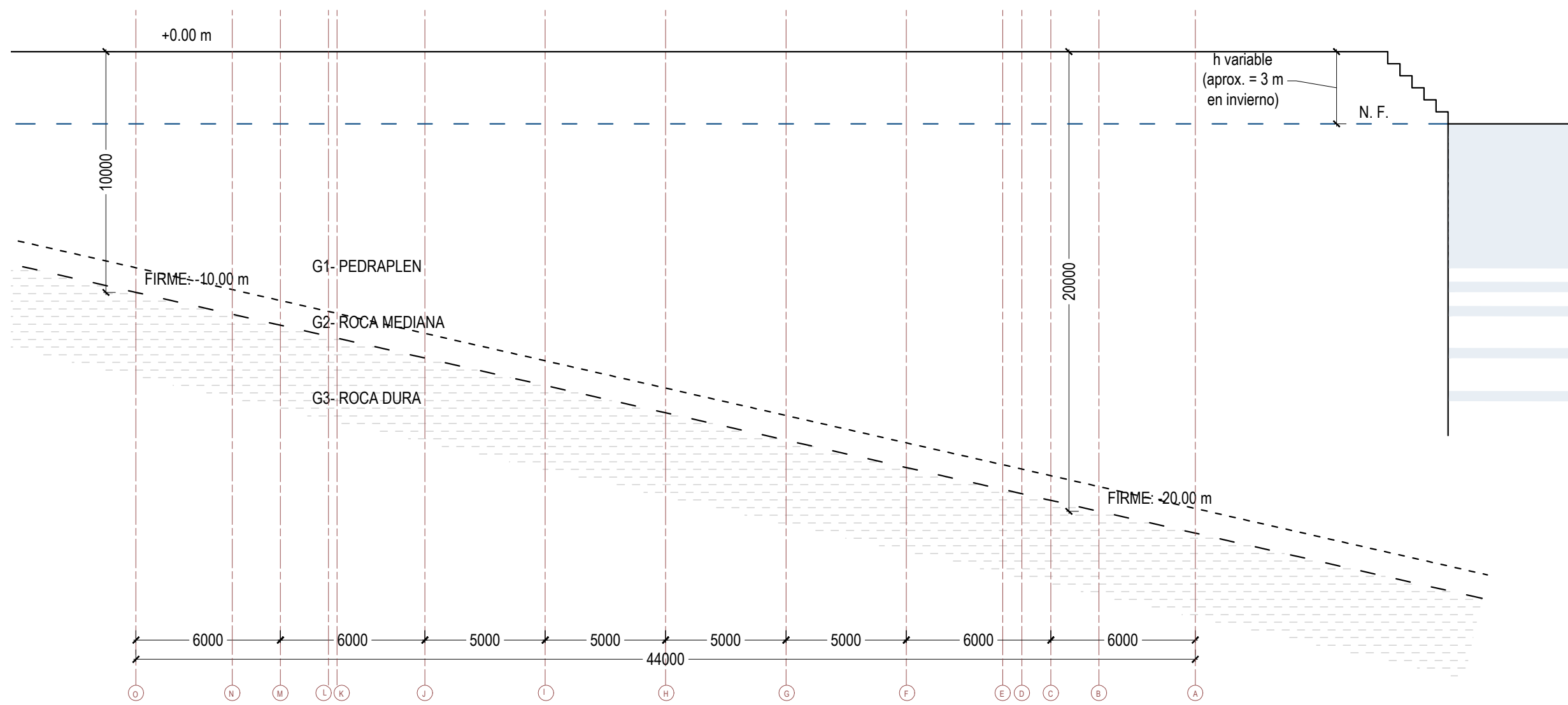
DETALLE ARMADO ENCEPADO
MUROS (M1) Y (M2)
ZONAS CON PERFILES HEM180 / HEB 160
E 1/20



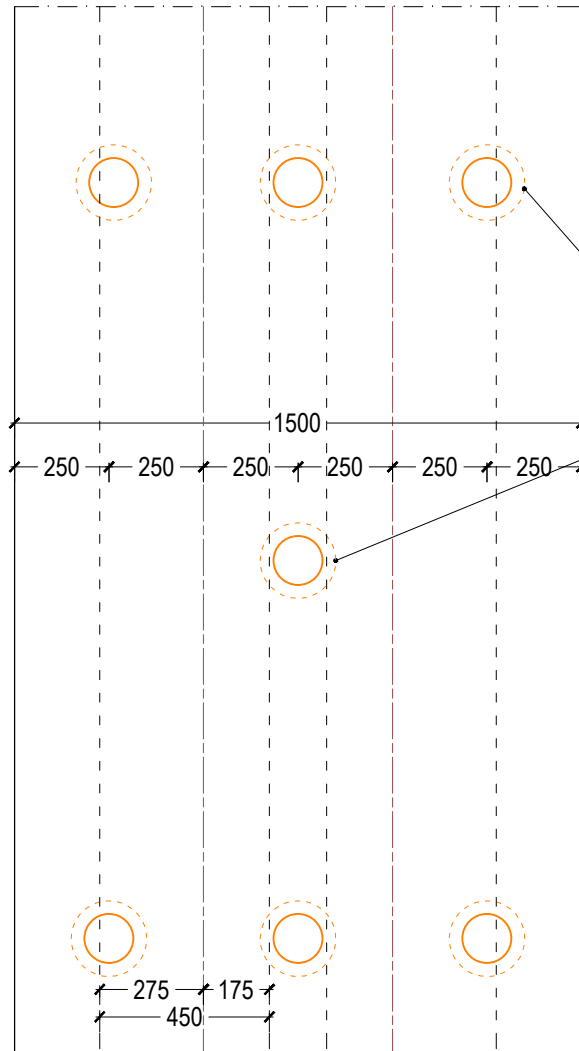
DETALLE ARMADO ENCEPADO
HEM 180
E 1/20



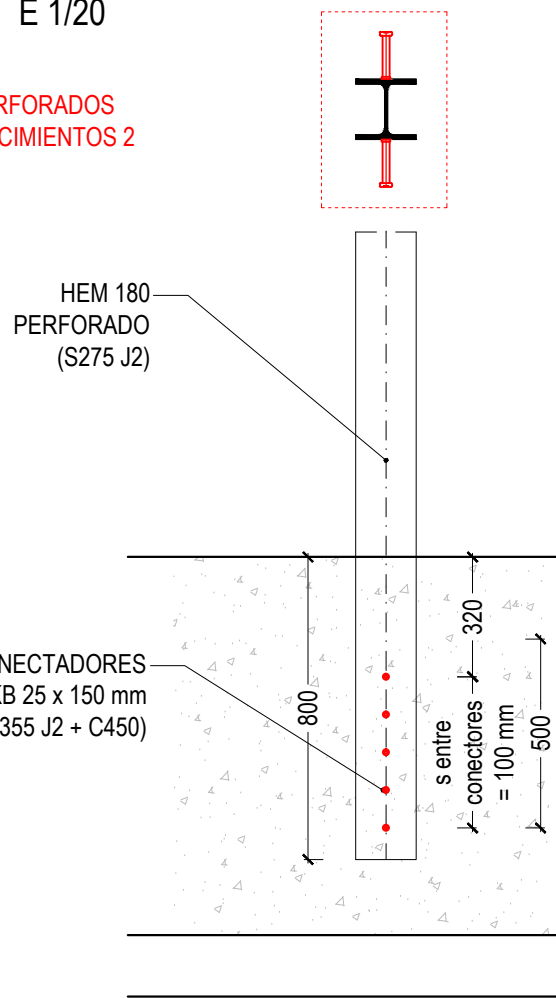
PERFIL TERRENO E 1/200
SECCIÓN E-E'



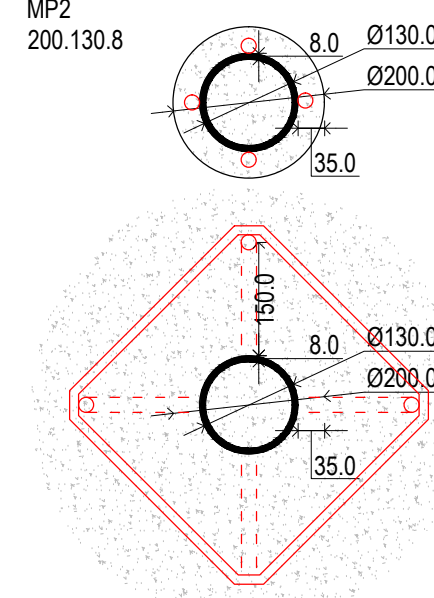
DETALLE ARMADO ENCEPADO
MUROS (M1) Y (M2)
SECCIÓN D-D'
E 1/20



DETALLE ARMADO ENCEPADO
HEB 160
E 1/20



DETALLE MICROPILOTES (MP1)
E 1/10

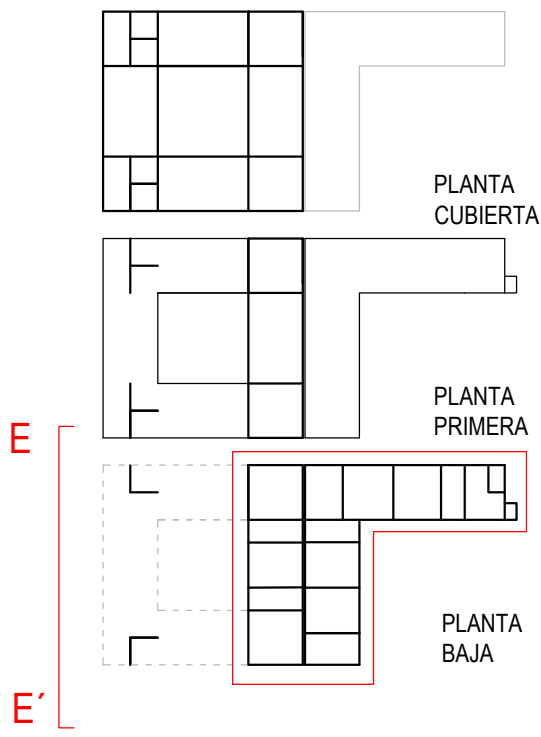
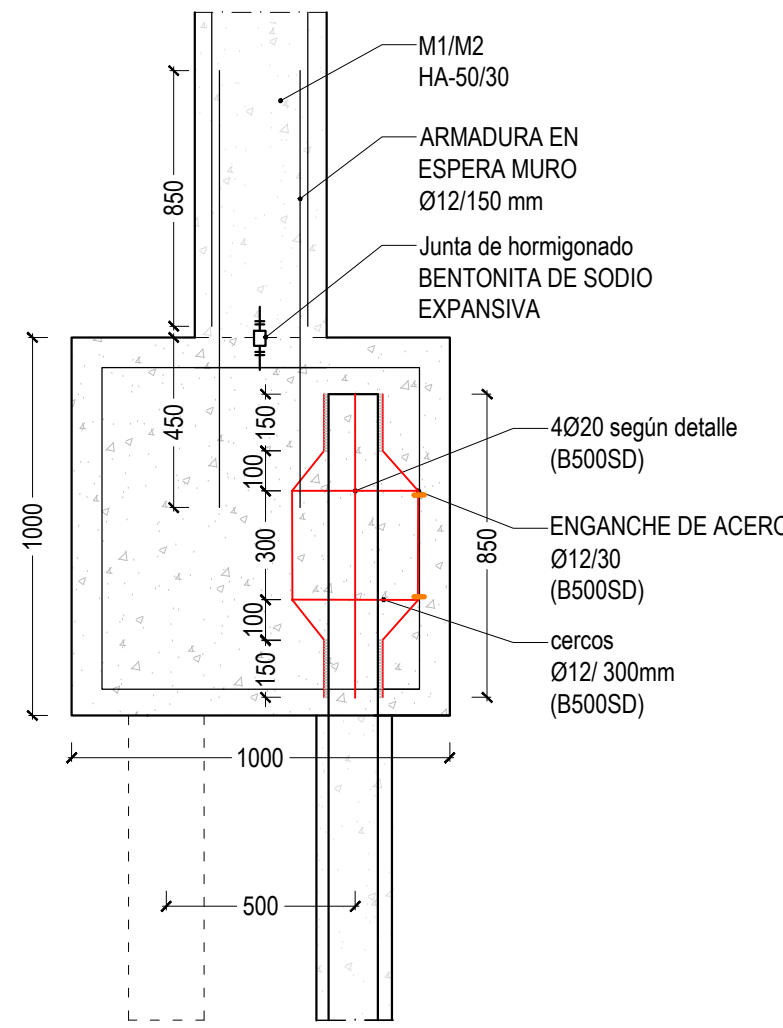


MICROPILOTES DE ACERO DE ALTA
RESISTENCIA 552 MPa (GEO 80)
INYECCIÓN ÚNICA GLOBAL (IGU)
Terreno resistente zona G3
 σ_{adm} G3= 1 MPa

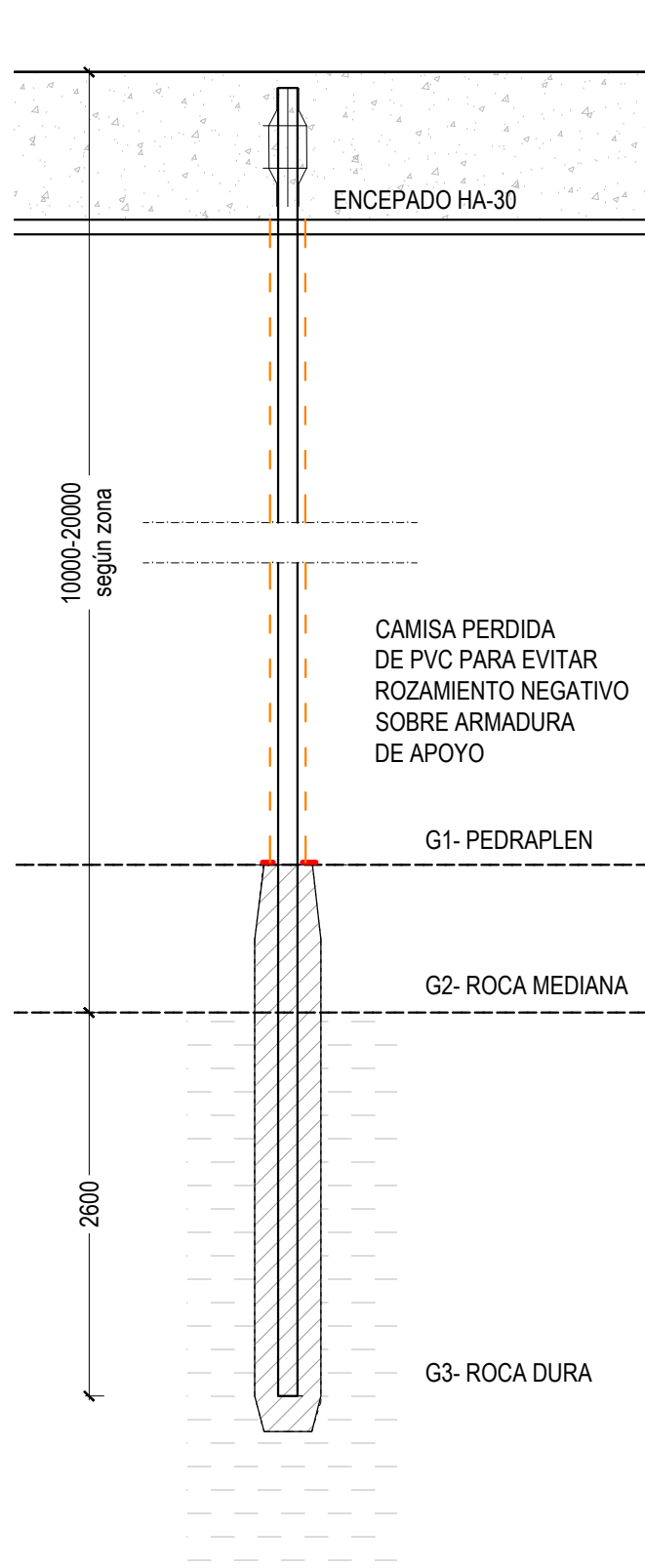
INCLINACIÓN MICROPILOTES
según plano de cimentación
ÁNGULO: 20 °

LONGITUD EMPOTRAMIENTO MÍNIMO
EN ZONA G3 : 2600 mm

DETALLE MICROPILOTES (MP2)
ARMADURA DE ADHERENCIA SOLDADA
E 1/20



DETALLE MICROPILOTES (MP1)
E 1/50



ESTRUCTURA			
COEFICIENTES DE SEGURIDAD MATERIALES (EHE-08)			
	ACERO DE ARMAR	ACERO	HORMIGÓN
ORDINARIA	1,15	1,05	1,50
ACCIDENTAL	1,00	1,05	1,30

ACCIONES (EHE-08)			
	ELU - efecto	ELS - efecto	
	Desfavorable	Favorable	Desfavorable
A. permanentes (G) - γ_G	1,35	1,00	1,00
A. variables (Q) - γ_Q	1,50 *	0,00	1,00 *

*Cuando se considere, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplicará el valor de combinación que proceda del valor característico, reducido con el de simultaneidad (SE, apartado 4.2.2, tabla 4.2).

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES

ACERO DE POSTESADO Y1860S7			
Resistencia característica f_{tk}			1860 MPa
Tesado respecto de f_{tk} : 0.7 f_{tk}			1302 MPa
Modulo de elasticidad E_s			190000 MPa
Área de un tendón (12 torones)			1680 mm ²

HORMIGÓN HA 50			
Denominación	CEMII/A-D-52,5N MR		
Recubrimiento mínimo	40 mm		
Resistencia característica a compresión f_{tk}	50 MPa		
Resistencia media a compresión f_{tm}	58 MPa		
Modulo de elasticidad E_{cm}	30000 MPa		
Resistencia media a tracción f_{ctm}	4,07 MPa		

HORMIGÓN HP 50			
Denominación	CEMII/A-D-52,5R MR		
Recubrimiento mínimo	45 mm		
Resistencia característica a compresión f_{tk}	50 MPa		
Resistencia media a compresión f_{tm}	58 MPa		
Modulo de elasticidad E_{cm}	33000 MPa		
Resistencia media a tracción f_{ctm}	4,07 MPa		

HORMIGÓN HA-30			
Denominación	CEMII/B-S-32,5N MR		
Recubrimiento mínimo	40 mm		
Resistencia característica a compresión f_{tk}	30 MPa		
Resistencia media a compresión f_{tm}	38 MPa		
Modulo de elasticidad E_{cm}	28500 MPa		
Resistencia media a tracción f_{ctm}	2,03 MPa		

ACERO DE ARMAR B500SD			
Resistencia característica f_{tk}	500 MPa		
Resistencia a rotura f_t	575 MPa		
Modulo de elasticidad E_s	200000 MPa		
Alargamiento de rotura (%)	≥ 16%		
Relación f_t/f_{tk}	1,15 f_t/f_{tk}		

ACERO DE PERFILES Y PLACAS			
Modulo de elasticidad E_s	210000 MPa		
Modulo de cizalladura G	81000 MPa		
ν coeficiente de Poisson	0,3		
α coeficiente de dilatación térmica	1,2E-5 °C ⁻¹ (-1)		
ρ densidad	7850 kg/m ³		

S 275 JR/JQ/J2			
Resistencia característica f_{tk} (t ≤ 16 mm)	275 MPa		
Resistencia característica f_{tk} (16 ≤ t ≤ 40 mm)	265 MPa		
Resistencia característica f_{tk} (40 ≤ t ≤ 63 mm)	255 MPa		
Resistencia a rotura f_t (3 ≤ t ≤ 100 mm)	410 MPa		

S 355 JR/JQ/J2			
Resistencia característica f_{tk} (t ≤ 16 mm)	355 MPa		
Resistencia característica f_{tk} (16 ≤ t ≤ 40 mm)	345 MPa		
Resistencia característica f_{tk} (40 ≤ t ≤ 63 mm)	335 MPa		
Resistencia a rotura f_t (3 ≤ t ≤ 100 mm)	470 MPa		

CUADRO DE DOBLADO DE ARMADURA			
Doblado con mandriles de diámetro no inferior a:			
BARRAS	GANCHOS Y PATILLAS	BARRAS DOBLADAS	
CORRUGADAS	$\phi \leq 20$ mm	$\phi \geq 20$ mm	$\phi \leq 25$ mm
B500 S - B500 SD	4 ϕ	7 ϕ	12 ϕ

CUADRO DE LONGITUDES DE ANCLAJE (m)			
POSICIÓN	ϕ 8	ϕ 12	ϕ 16
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,40	0,55	0,75
Vertical o abajo (Pos. I)	0,30	0,45	0,60

CUADRO DE LONGITUDES DE SOLAPE (m)			
POSICIÓN	ϕ 8	ϕ 12	ϕ 16
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75	1,10	1,50
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55	0,85	1,15

COEFICIENTE DE SEGURIDAD DEL TERRENO (CTE-C)			
ORDINARIA	3,0		
ACCIDENTAL	2,0		

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID CURSO 2015/2016

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE MADRID

PROYECTO FIN DE MÁSTER

ÁLVARO SIZA VIEIRA:
BIBLIOTECA PÚBLICA,
VIANA DO CASTELO (PORTUGAL)

LOCALIDAD DE CÁLCULO:
AYAMONTE, HUELVA
(ESPAÑA)

DETALLES CIMENTACIÓN 2: ESCALA: PLANO:
ENCEPADOS 1/20 05

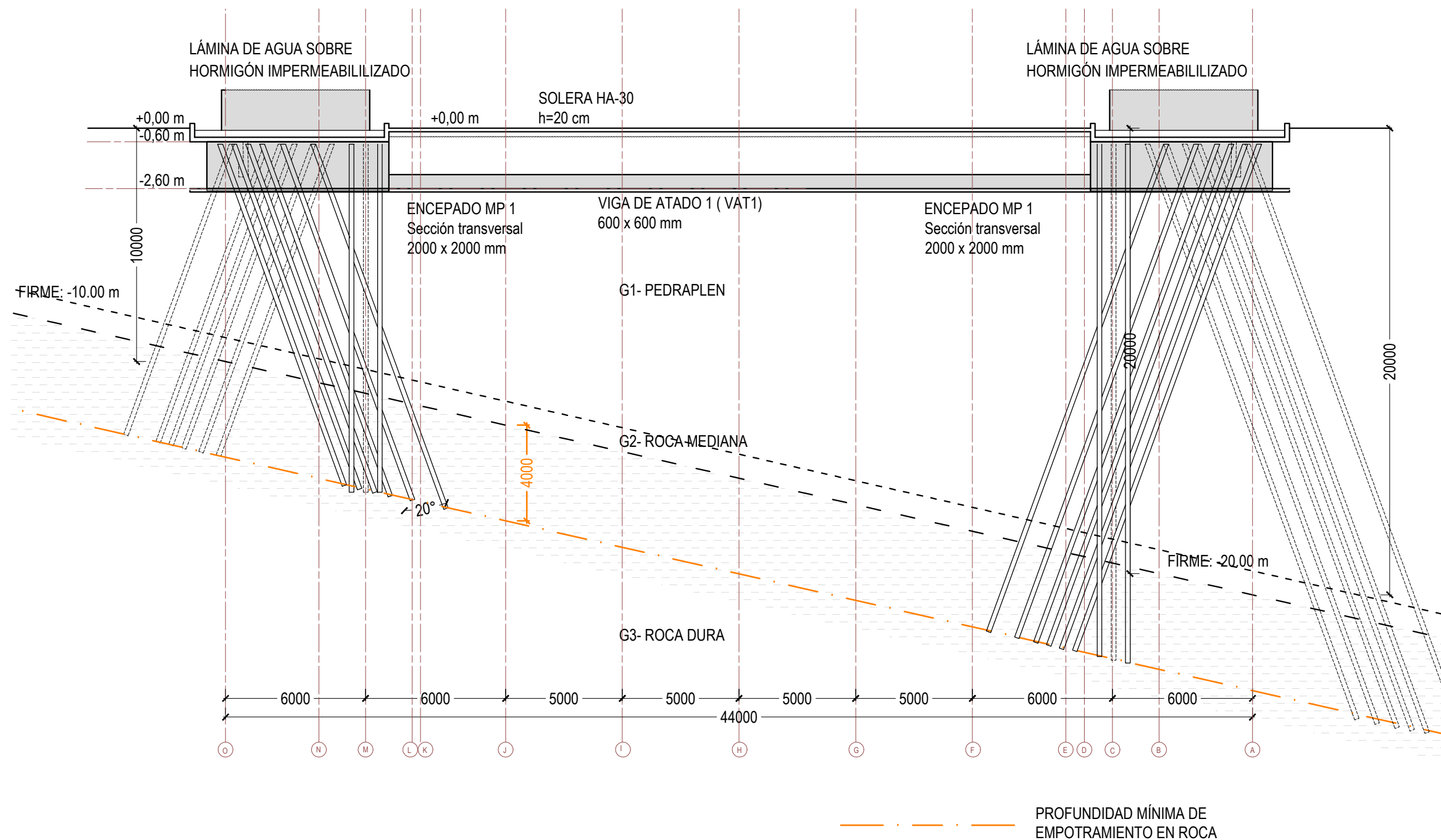
TUTOR:
ALUMNO:

DR. ARQ. CERVERA BRAVO, JAIME
ARQ. NAVAS SÁNCHEZ, LAURA

DETALLE CIMENTACIÓN (VAT 1)

SECCIÓN 1-1'

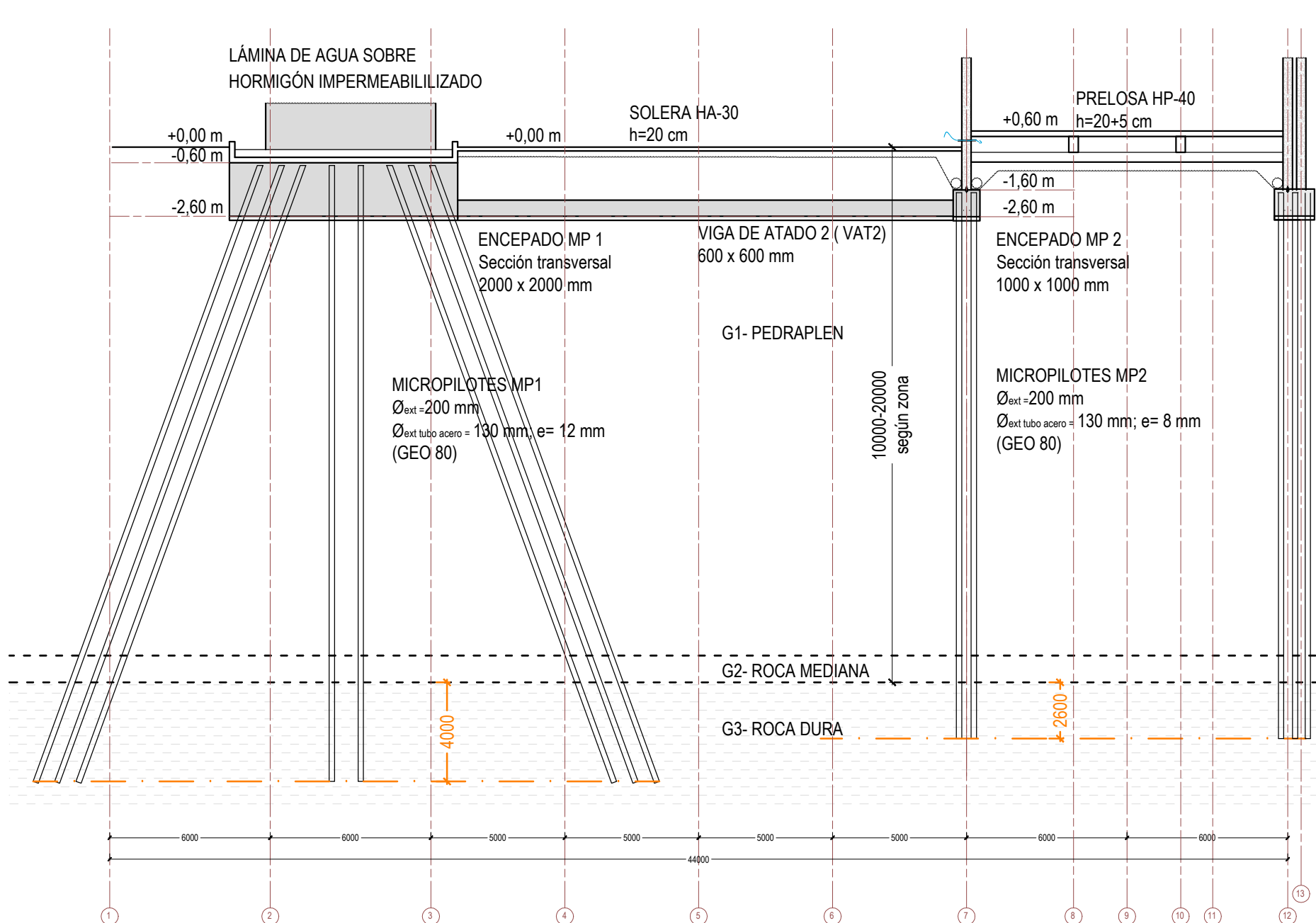
E 1/200



DETALLE CIMENTACIÓN (VAT 2)

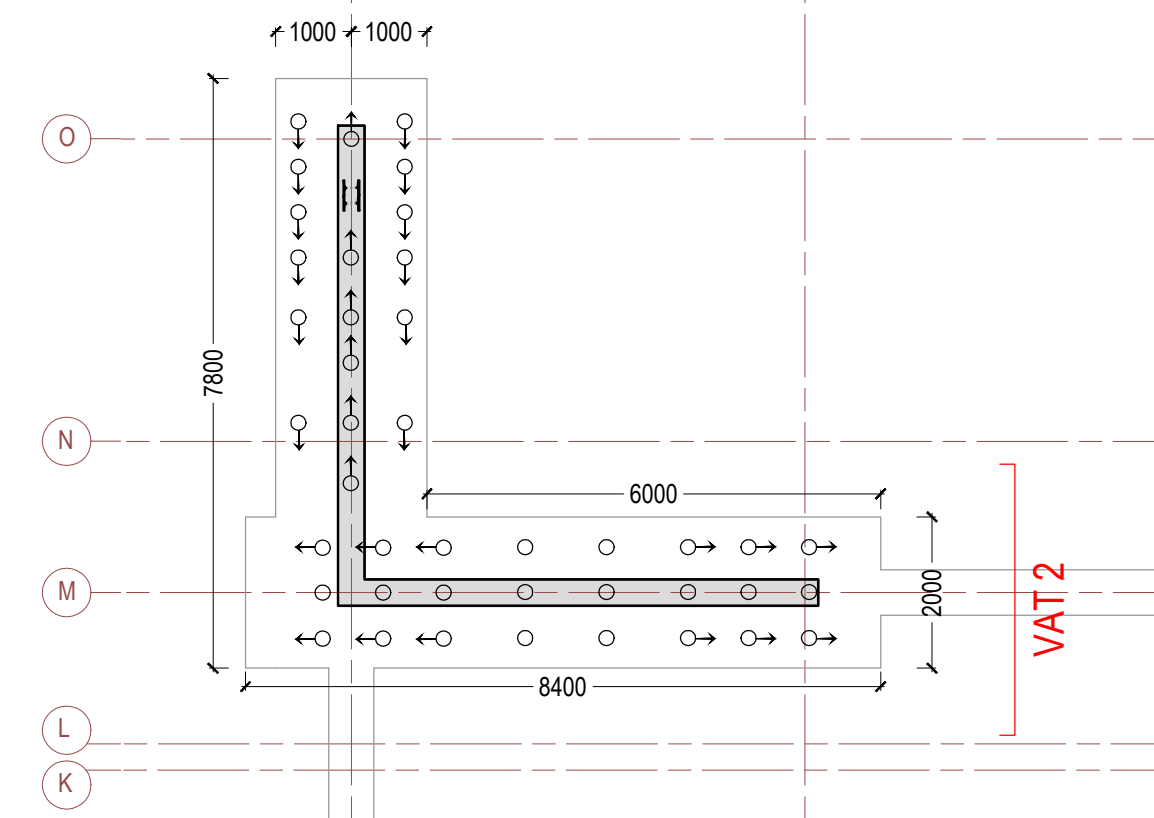
SECCIÓN 2-2'

E 1/200



PLANTA BAJA Y CIMENTACIÓN

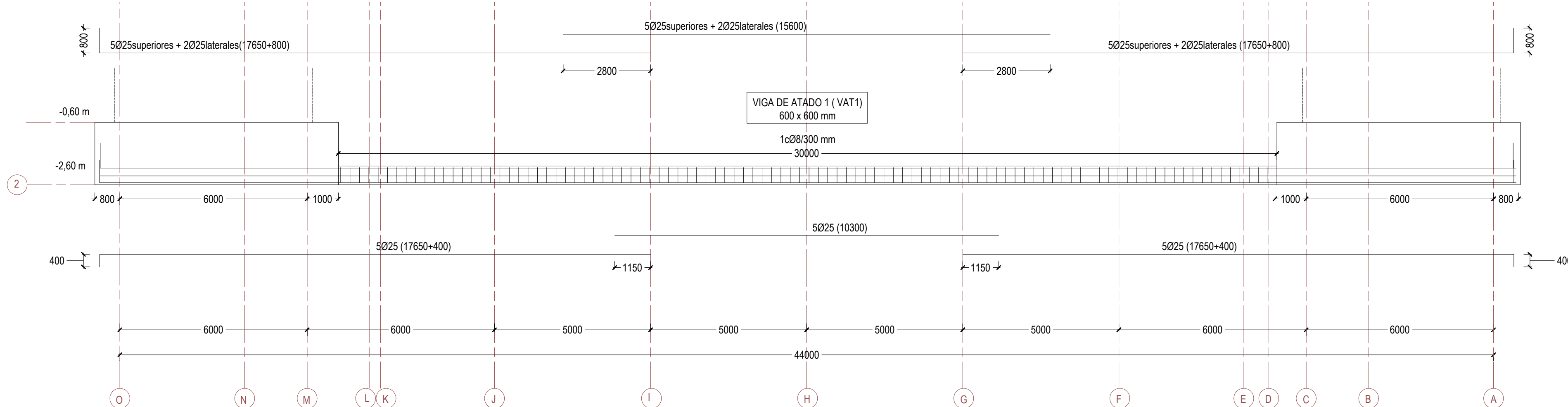
E 1/100



DETALLE ARMADO

VIGA DE ATADO 1 (VAT 1)

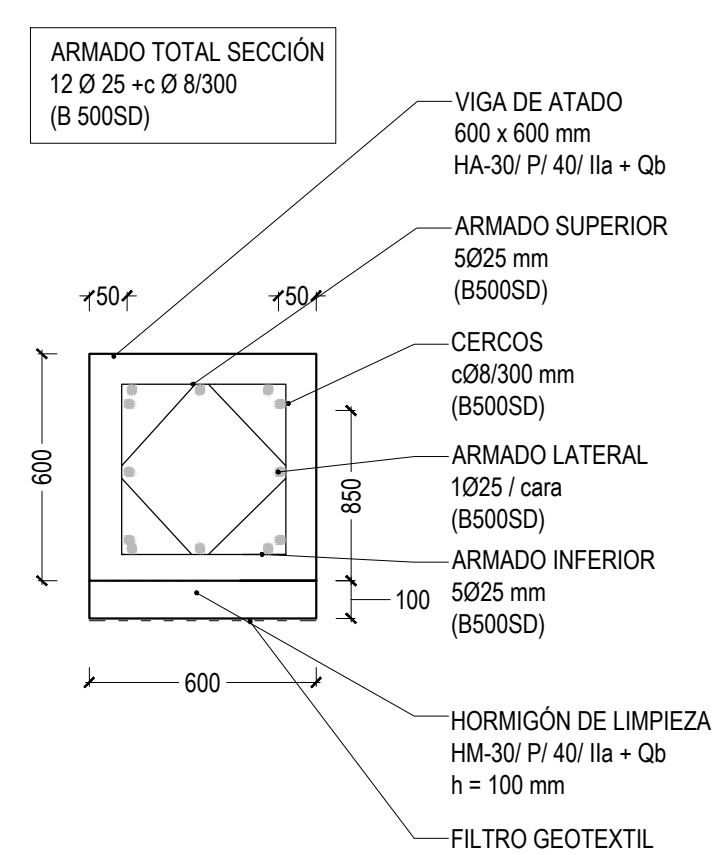
E 1/100



DETALLE VIGAS DE ATADO

VIGA DE ATADO 1 (VAT 1)

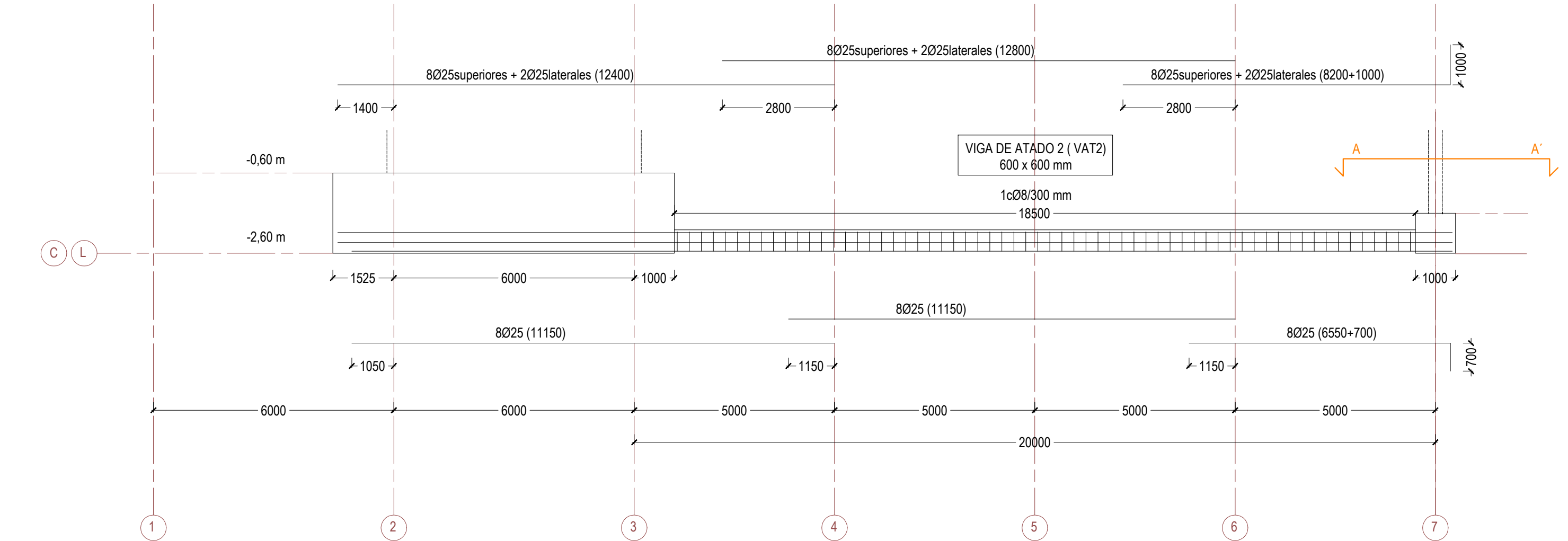
E 1/20



DETALLE ARMADO

VIGA DE ATADO 2 (VAT 2)

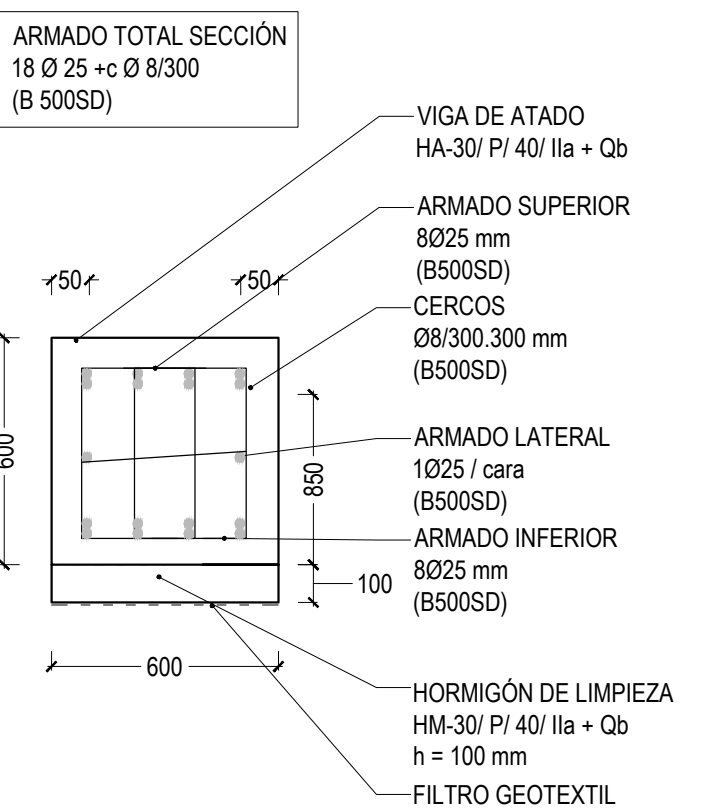
E 1/100



DETALLE VIGAS DE ATADO

VIGA DE ATADO 2 (VAT 2)

E 1/20



ESTRUCTURA			
COEFICIENTES DE SEGURIDAD MATERIALES (EHE-08)			
	ACERO DE ARMAR	ACERO	HORMIGÓN
ORDINARIA	1,15	1,05	1,50
ACCIDENTAL	1,00	1,05	1,30

ACCIONES (EHE-08)		
ELU - efecto	ELS - efecto	
Desfavorable	Favorable	Desfavorable
Favorable	Desfavorable	Favorable
A. permanentes (G _k) - γ _G	1,35	1,00
A. variables (Q _k) - γ _Q	1,50 *	1,00 *

*Cuando se considere, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplicará el valor de combinación que proceda del valor característico, reducido con el de simultaneidad (SE, apartado 4.2.2, tabla 4.2).

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES	
ACERO DE POSTESADO Y1860S7	
Resistencia característica f _{yk}	1860 MPa
Tesado respecto de f _{yk} - 0.7 f _{yk}	1302 MPa
Modulo de elasticidad E _s	190000 MPa
Área de un tendón (12 torones)	1680 mm ²

HORMIGÓN HA 50	
Denominación	CEMI/IIA-D-52,5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f _{yk}	50 MPa
Resistencia media a compresión f _{cm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E _m	30000 MPa
Resistencia media a tracción f _{ctm}	4,07 MPa

HORMIGÓN HP 50	
Denominación	CEMI/IIA-D-52,5N MR
Recubrimiento mínimo	45 mm
Resistencia característica a compresión f _{yk}	50 MPa
Resistencia media a compresión f _{cm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E _m	33000 MPa
Resistencia media a tracción f _{ctm}	4,07 MPa

HORMIGÓN HA-30	
Denominación	CEMI/II-B-S-32,5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f _{yk}	30 MPa
Resistencia media a compresión f _{cm}	38 MPa
Modulo de elasticidad E _m	28500 MPa
Resistencia media a tracción f _{ctm}	2,03 MPa

ACERO DE ARMAR B500SD	
Resistencia característica f _{yk}	500 MPa
Resistencia a rotura f _{tk}	575 MPa
Modulo de elasticidad E _s	200000 MPa
Alargamiento de rotura (%)	≥ 16%
Relación f _{tk} /f _{yk}	1,15 s/f _{yk} 1,35

ACERO DE PERFILES Y PLACAS	
Modulo de elasticidad E _s	210000 MPa
Modulo de cizalladura G	81000 MPa
ν coeficiente de Poisson	0,3
α coeficiente de dilatación térmica	1,2E-5 °C ⁻¹ (-1)
ρ densidad	7850 kg/m ³

S 275 JR/JQ/J2	
Resistencia característica f _{yk} (t ≤ 16 mm)	275 MPa
Resistencia característica f _{yk} (16 ≤ t ≤ 40 mm)	265 MPa
Resistencia característica f _{yk} (40 ≤ t ≤ 63 mm)	255 MPa
Resistencia a rotura f _{tk} (3 ≤ t ≤ 100 mm)	410 MPa

S 355 JR/JQ/J2	
Resistencia característica f _{yk} (t ≤ 16 mm)	355 MPa
Resistencia característica f _{yk} (16 ≤ t ≤ 40 mm)	345 MPa
Resistencia característica f _{yk} (40 ≤ t ≤ 63 mm)	335 MPa
Resistencia a rotura f _{tk} (3 ≤ t ≤ 100 mm)	470 MPa

CUADRO DE DOBLADO DE ARMADURA	
Doblado con mandriles de diámetro no inferior a:	
BARRAS	GANCHOS Y PATILLAS
CORRUGADAS	Ø ≤ 20 mm Ø ≥ 20 mm Ø ≤ 25 mm Ø > 25 mm
B500 S - B500 SD	4 Ø 7 Ø 12 Ø 14 Ø

NOTAS: Cercos o rebabas de diámetro ≤ 12mm podrán doblarse con diámetro = a los indicados.
Para evitar la fluencia, el diámetro empleado no deberá ser ØB + 3 ni ØB - 3.

CUADRO DE LONGITUDES DE ANCLAJE (m)	
POSICIÓN	Ø 8 Ø 12 Ø 16 Ø 20 Ø 25
HA/HP-50	
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,40 0,55 0,75 0,95 1,15
Vertical o abajo (Pos. I)	0,30 0,45 0,60 0,70 0,90
HA-30	
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,40 0,55 0,75 0,95 1,40
Vertical o abajo (Pos. I)	0,30 0,45 0,60 0,70 1,05

CUADRO DE LONGITUDES DE SOLAPE (m)	
POSICIÓN	Ø 8 Ø 12 Ø 16 Ø 20 Ø 25
HA/HP-50	
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75 1,10 1,50 1,85 2,30
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55 0,85 1,15 1,40 1,75
HA-30	
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75 1,10 1,50 1,85 2,80
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55 0,85 1,15 1,45 1,15

COEFICIENTE DE SEGURIDAD DEL TERRENO (CTE-C)	
ORDINARIA	3,0
ACCIDENTAL	2,0

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID CURSO 2015/2016

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE MADRID

PROYECTO FIN DE MÁSTER

ÁLVARO SIZA VIEIRA:
BIBLIOTECA PÚBLICA,
VIANA DO CASTELO (PORTUGAL)LOCALIDAD DE CÁLCULO:
AYAMONTE, HUELVA
(ESPAÑA)DETALLES CIMENTACIÓN 3: ESCALA: PLANO:
VIGAS DE ATADO (VAT) 1/100

06

TUTOR: DR. ARQ. CERVERA BRAVO, JAIME
ALUMNO: ARQ. NAVAS SÁNCHEZ, LAURA

[illegible]

(VH1)
VIGA DE HORMIGÓN ARMADO
HA-(30/50)/B/20/III/a
Canto total = 650 mm
Luz variable. Lmáx= 3000 mm

(VH2)
VIGA DE HORMIGÓN ARMADO
HA-(30/50)/B/20/III/a
Canto total = 650 mm
Luz variable. Lmáx= 8800 mm

(VH3)
VIGA DE HORMIGÓN ARMADO
HA-(30-50)/B/20/III/a
Canto total = 650 mm
Luz variable. Lmáx= 5200 mm

ACERO DE POSTESADO Y1860S7	
Resistencia característica f_{yk}	1860 MPa
Tesado respecto de f_{yk} : 0.7 f_{yk}	1302 MPa
Modulo de elasticidad E	190000 MPa
Área de un tendón (12 torones)	1680 mm ²

Denominación	CEMII/A-D-52,5R MR
Recubrimiento mínimo	45 mm
Resistencia característica a compresión f_{ck}	50 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E_{cm}	33000 MPa
Resistencia media a tracción f_{ctm}	4,07 MPa

Resistencia característica f_{yk}	500 MPa
Resistencia a rotura f_t	575 MPa
Modulo de elasticidad E_s	200000 MPa
Alargamiento de rotura (%)	$\geq 16\%$
Relación f_t/f_{yk}	$1,15 \leq f_t/f_{yk} \leq 1,35$

Resistencia característica f_{tk} ($t \leq 16$ mm)	273 MPa
Resistencia característica f_{tk} ($16 \leq t \leq 40$ mm)	265 MPa
Resistencia característica f_{tk} ($40 \leq t \leq 63$ mm)	255 MPa
Resistencia a rotura f_t ($3 \leq t \leq 100$ mm)	410 MPa
S 355 JR/J0/J2	
Resistencia característica f_{tk} ($t \leq 16$ mm)	355 MPa
Resistencia característica f_{tk} ($16 \leq t \leq 40$ mm)	345 MPa
Resistencia característica f_{tk} ($40 \leq t \leq 63$ mm)	335 MPa
Resistencia a rotura f_t ($3 \leq t \leq 100$ mm)	470 MPa

CUADRO DE DOBLADO DE ARMADURA				
Doblado con mandriles de diámetro no inferior a:				
BARRAS CORRUGADAS	GANCHOS Y PATILLAS		BARRAS DOBLADAS	
	$\varnothing < 20 \text{ mm}$	$\varnothing \geq 20 \text{ mm}$	$\varnothing \leq 25 \text{ mm}$	$\varnothing > 25 \text{ mm}$
B500 S - B500 SD	4 Ø	7 Ø	12 Ø	14 Ø

NOTAS: Cercos o estribos de diámetro $\leq 12 \text{ mm}$ podrán doblarse con diámetro $<$ a los indicados.
 Para evitar la fisuración, el diámetro empleado no deberá ser Ø $\geq 3 \text{ m}$ ni $\leq 3 \text{ cm}$.

POSICIÓN	Ø 8	Ø 12	Ø 16	Ø 20	Ø 25
					HA/HP-50
Horizontal y arriba (Pos. II)	0.40	0.55	0.75	0.95	1.15
Vertical o abajo (Pos. I)	0.30	0.45	0.60	0.70	0.90
					HA-30
Horizontal y arriba (Pos. II)	0.40	0.55	0.75	0.95	1.40
Vertical o abajo (Pos. I)	0.30	0.45	0.60	0.70	1.05

POSICIÓN	Ø 8	Ø 12	Ø 16	Ø 20	Ø 25
	HA/HP-50				
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75	1,10	1,50	1,85	2,30
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55	0,85	1,15	1,40	1,75
	HA-30				
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75	1,10	1,50	1,85	2,80
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55	0,85	1,15	1,45	1,15

NOTAS: Las colas de las armaduras descritas por sección o comidas, (zunchos, muros, losas o nervios de forjado reticulado), pueden cortarse, pero nunca todas las de una misma sección al tiempo, disponiendo un solape igual al anclaje que corresponda. La disposición de una patilla en tracción, reduce la longitud de anclaje en un 30%.

Las armaduras en tracción de una pieza lisa (vigas), no pueden cortarse sin permiso expreso de la D.F., que indique el solape necesario (EHE-08, art 69.5.2.2) en cada caso. En compresión basta la longitud de anclaje.

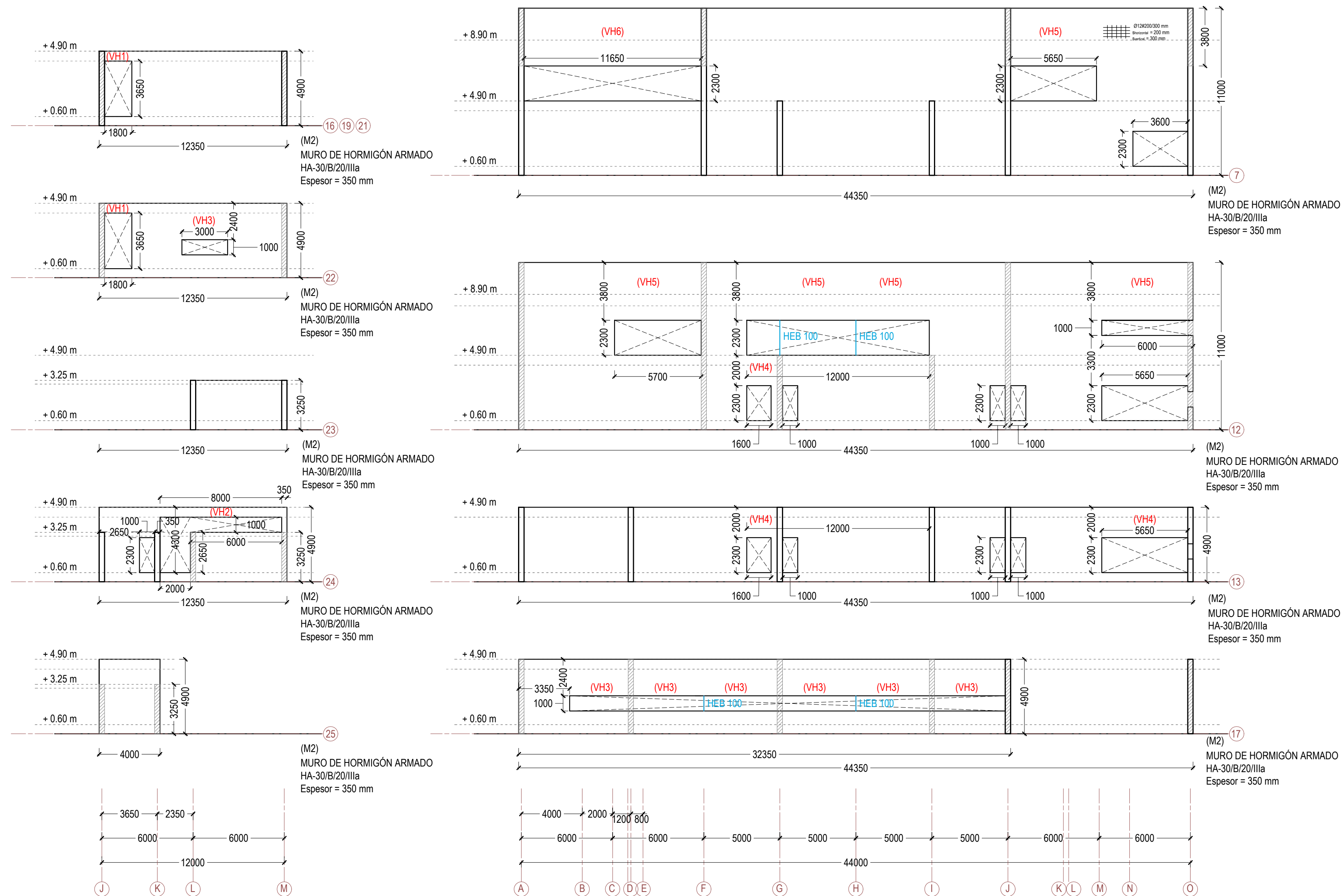
ÁLVARO SIZA VIEIRA:
BIBLIOTECA PÚBLICA,
VIANA DO CASTELO (PORTUGAL)

LOCALIDAD DE CÁLCULO:
AYAMONTE, HUELVA
(ESPAÑA)

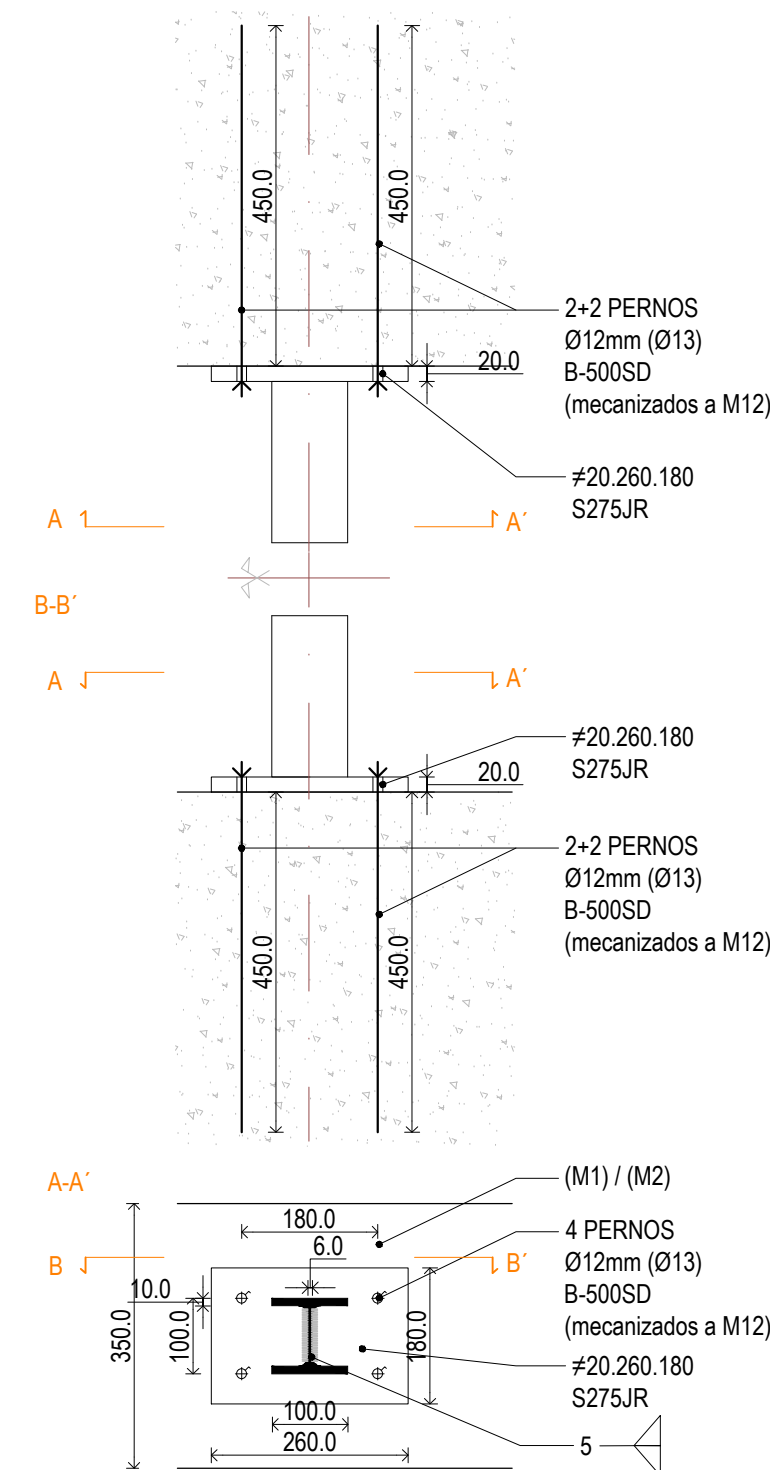
PLANO:

DR. ARQ. CERVERA BRAVO, JAIME
ARQ. NAVAS SÁNCHEZ, LAURA

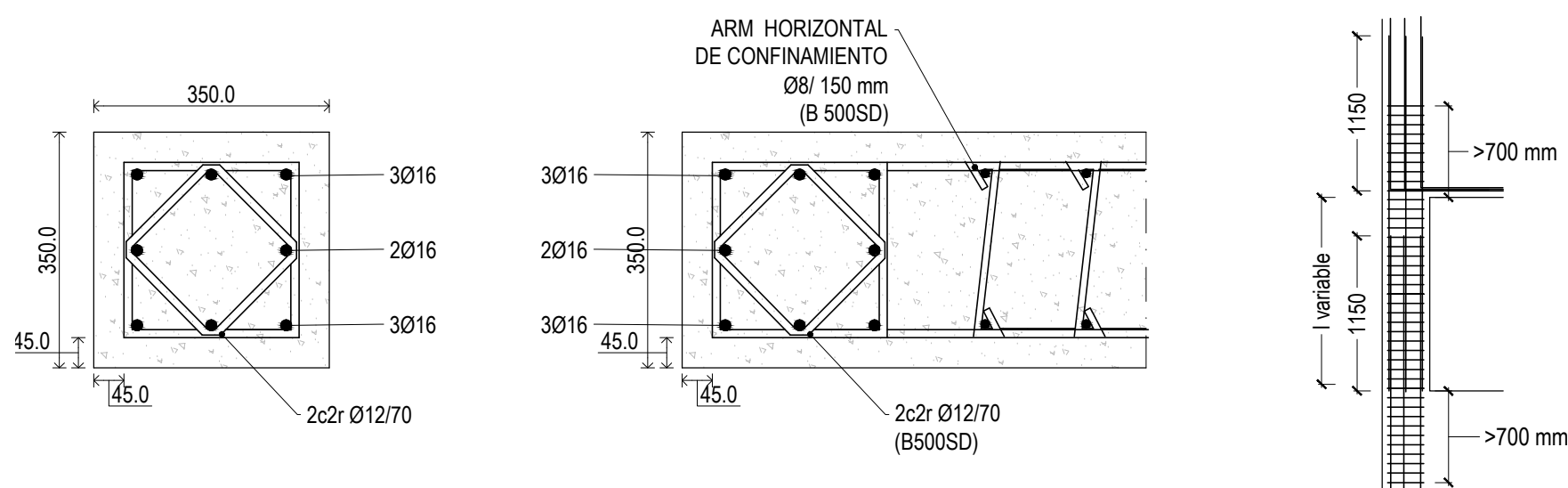
ALZADOS MUROS
E 1/200



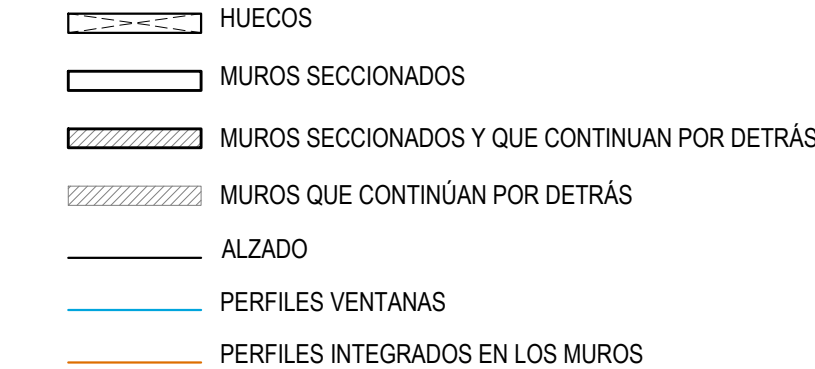
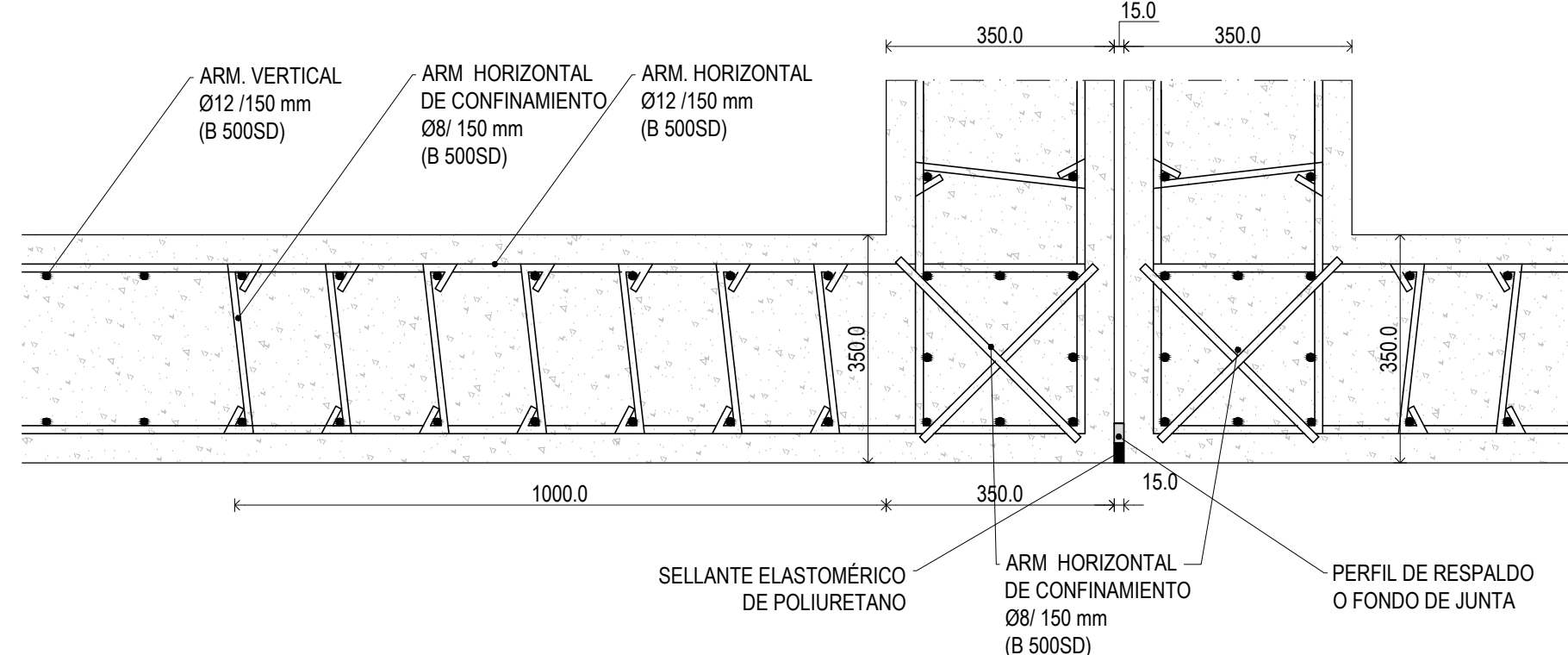
DETALLE PERFIL VENTANAS
(D 12) HEB 100
E 1/10



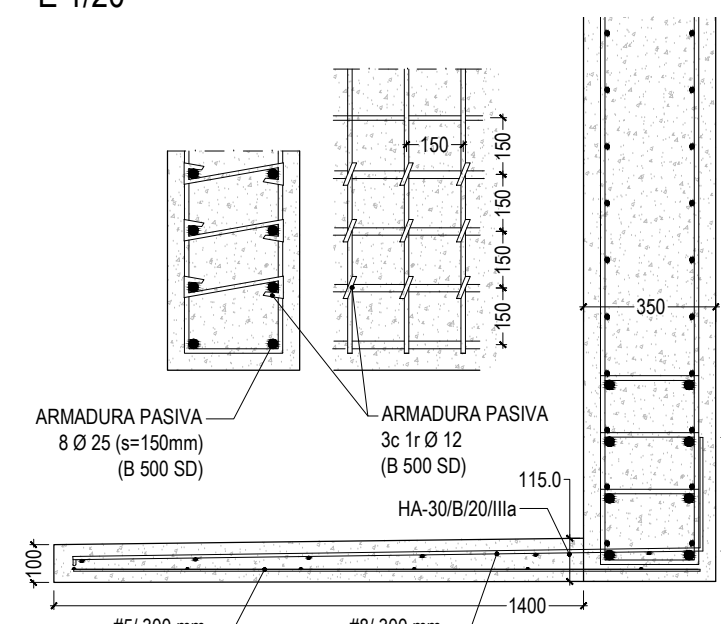
DETALLE ARMADO SOPORTES (SOP)
E 1/10



DETALLE JUNTA DE DILATACIÓN MUROS
E 1/10

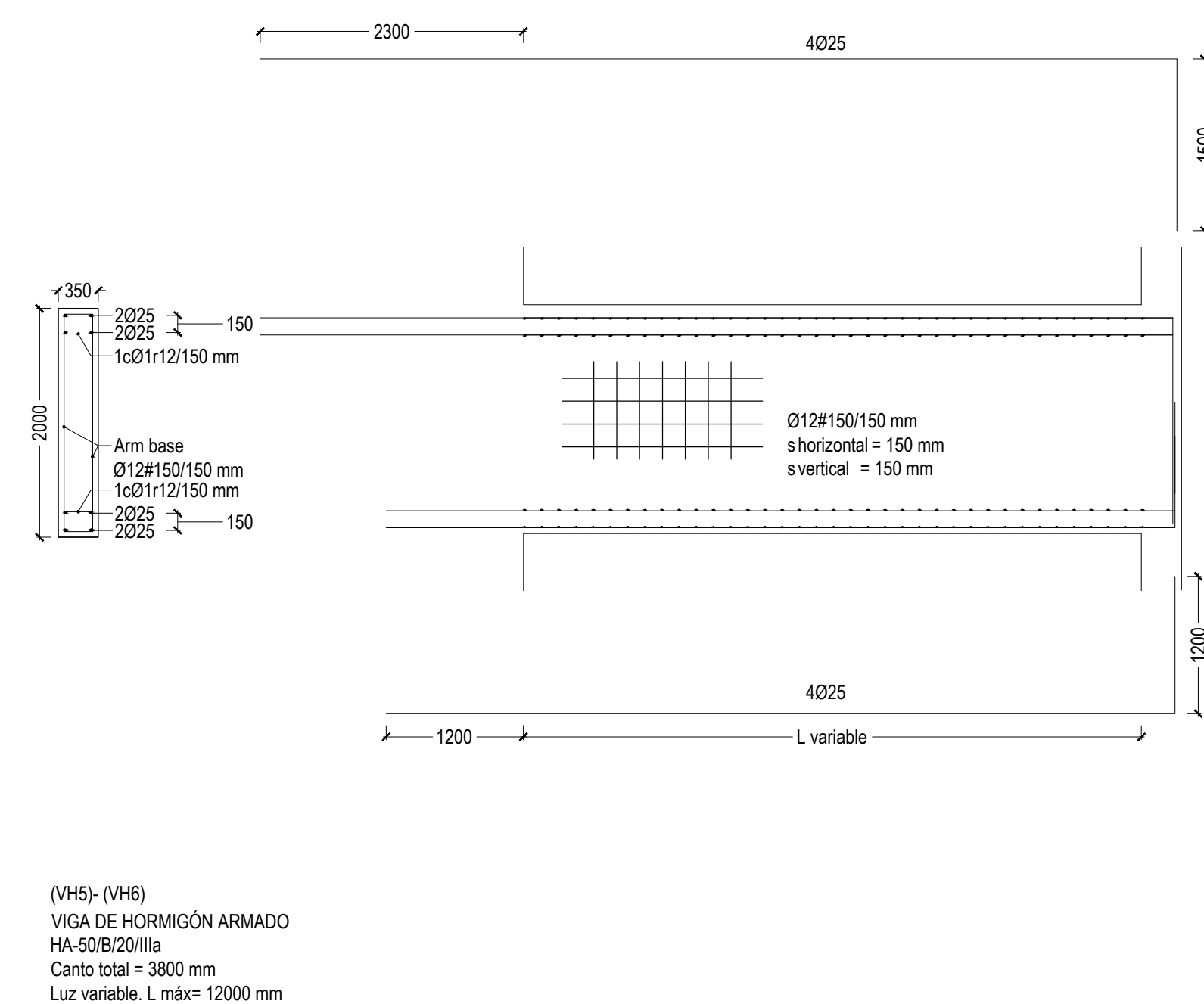


DETALLE VUELO
ANCLAJE ARMADURA
E 1/20

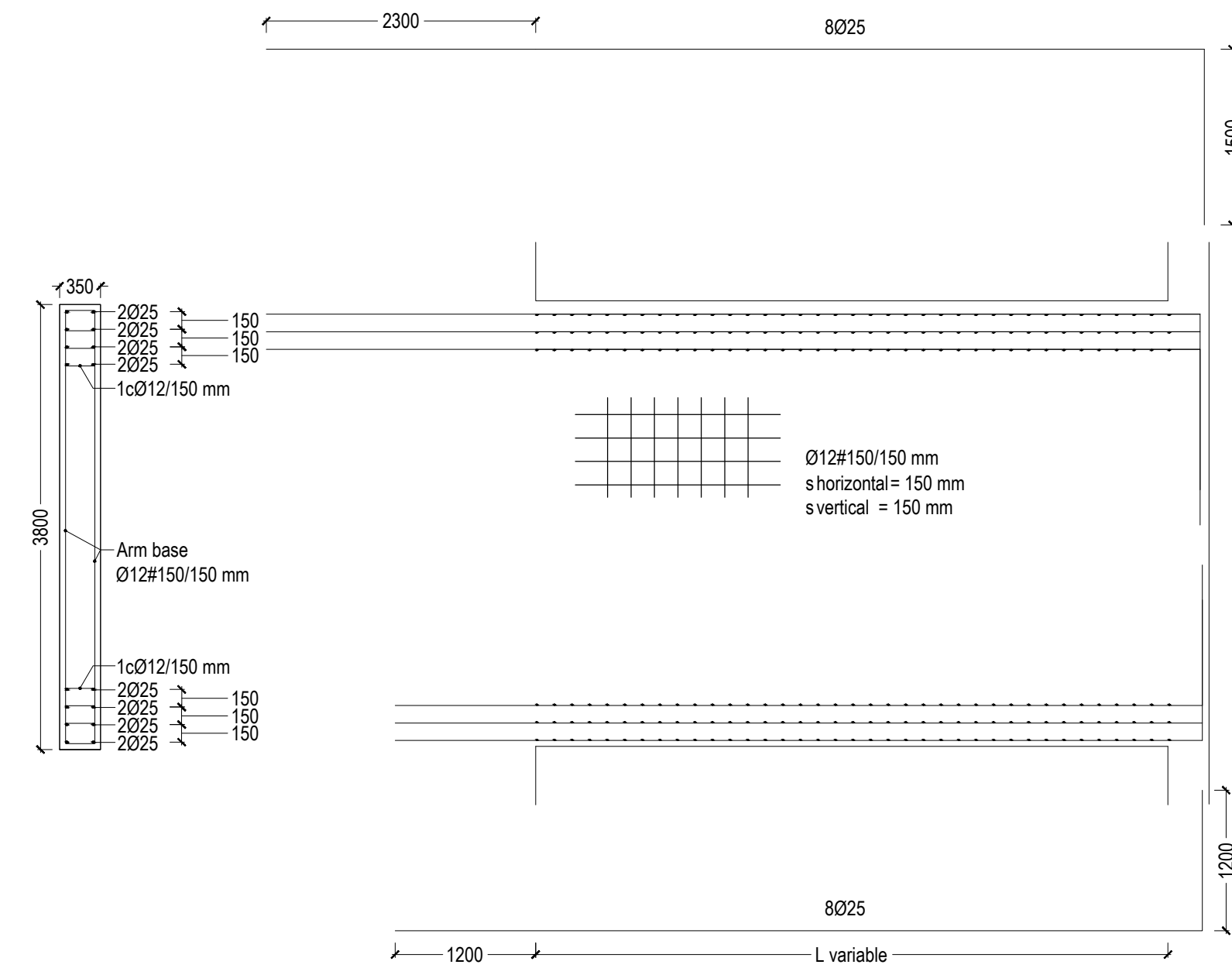


ARMADO MUROS Y VIGAS
E 1/50

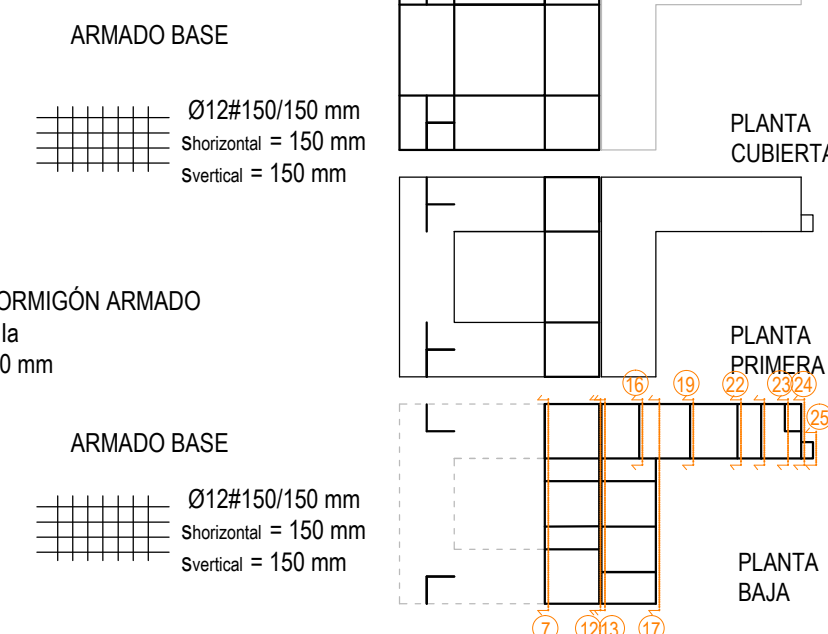
(VH4)
VIGA DE HORMIGÓN ARMADO
HA-(30/50)/B/20/IIIa
Canto total = 3800 mm
Luz variable.L máx= 5800 mm




(VH5)- (VH6)
VIGA DE HORMIGÓN ARMADO
HA-50/B/20/IIIa
Canto total = 3800 mm
Luz variable. L máx= 12000 mm



(M1)
MURO DE HORMIGÓN ARMADO/PRETENSADO
HA/HP-50/B/20/IIIa
Espesor = 350 mm



(M2)
MURO DE HORMIGÓN ARMADO
HA-30/B/20/IIIa
Espesor = 350 mm


 Ø12#150/150 mm
 S_{horizontal} = 150 mm
 S_{vertical} = 150 mm

ESTRUCTURA				
COEFICIENTES DE SEGURIDAD MATERIALES (EHE-08)				
	ACERO DE ARMAR		ACERO HORMIGÓN	
ORDINARIA	1,15	1,05	1,50	
ACCIDENTAL	1,00	1,05	1,30	

ACCIONES (EHE-08)	ELU. - efecto		ELB. - efecto	
	Desfavorable	Favorable	Desfavorable	Favorable
A. permanentes ($G_k + \gamma_k$)	1,35	1,00	1,00	1,00
A. variables ($Q_k + \gamma_k$)	1,50 *	0,00	1,00 *	0,00

*Cuando se considere, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplica al valor de combinación que proceda del viento correspondiente, añadido con el de la sobrecarga de uso, un coeficiente de 1,25 (tabla 4.9).

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES	
ACERO DE POSTESADO Y1860S7	
Resistencia característica f_{tk}	1860 MPa
Tesado respecto de f_{tk} : 0.7 f_{tk}	1302 MPa
Modulo de elasticidad E_s	190000 MPa
Área de un tendón (12 torones)	1680 mm ²

HORMIGÓN HA 50	
Denominación	CEMII/A-D-52,5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f_{ck}	50 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E_{cm}	30000 MPa
Resistencia media a tracción f_{ctm}	4,07 MPa

HORMIGÓN HP 50	
Denominación	CEMII/A-D-52,5R MR
Recubrimiento mínimo	45 mm
Resistencia característica a compresión f_{ck}	50 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E_{cm}	33000 MPa
Resistencia media a tracción f_{ctm}	4,07 MPa

HORMIGÓN HA-30	
Denominación	CEMI/B-S-32,5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f_{ck}	30 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}	38 MPa
Modulo de elasticidad E_{cm}	28500 MPa
Resistencia media a tracción f_{ctm}	2.03 MPa

ACERO DE ARMAR B500SD	
Resistencia característica f_{yk}	500 MPa
Resistencia a rotura f_t	575 MPa
Modulo de elasticidad E_s	200000 MPa
Alargamiento de rotura (%)	$\geq 16\%$
Relación f_t/f_{yk}	1,15 s/s / fys 1,35

ACERO DE PERFILES Y PLACAS	
Modulo de elasticidad E _s	210000 MPa
Modulo de cizalladura G	81000 MPa
v coeficiente de Poisson	0,3
α coeficiente de dilatación térmica	1,2E-5 °C/(-1)
ρ densidad	7850 kg/m³

S 275 JR/JO/J2	
Resistencia característica f_{tk} ($t \leq 16$ mm)	275 MPa
Resistencia característica f_{tk} ($16 \leq t \leq 40$ mm)	265 MPa
Resistencia característica f_{tk} ($40 \leq t \leq 63$ mm)	255 MPa
Resistencia a rotura f_t ($3 \leq t \leq 100$ mm)	410 MPa
S 355 JR/JO/J2	
Resistencia característica f_{tk} ($t \leq 16$ mm)	355 MPa
Resistencia característica f_{tk} ($16 \leq t \leq 40$ mm)	345 MPa
Resistencia característica f_{tk} ($40 \leq t \leq 63$ mm)	335 MPa
Resistencia a rotura f_t ($3 \leq t \leq 100$ mm)	470 MPa

CUADRO DE DOBLADO DE ARMADURA				
Doblado con mandriles de diámetro no inferior a:				
BARRAS CORRUGADAS	GANCHOS Y PATILLAS		BARRAS DOBLADAS	
	$\varnothing < 20 \text{ mm}$	$\varnothing \geq 20 \text{ mm}$	$\varnothing \leq 25 \text{ mm}$	$\varnothing > 25 \text{ mm}$
B500 S - B500 SD	4 Ø	7 Ø	12 Ø	14 Ø

NOTA: Ceros o ceros de diámetro $\leq 12 \text{ mm}$ posibilita doblado con diámetro ≥ 8 los indicados.

Para enter la lavadora, el diámetro empleado no deberá ser $\geq 3 \text{ mm}$.

POSICIÓN	Ø 8	Ø 12	Ø 16	Ø 20	Ø 25
				HA/HP-50	
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,40	0,55	0,75	0,95	1,15
Vertical o abajo (Pos. I)	0,30	0,45	0,60	0,70	0,90
				HA-30	
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,40	0,55	0,75	0,95	1,40
Vertical o abajo (Pos. I)	0,30	0,45	0,60	0,70	1,05

POSICIÓN	Ø 8	Ø 12	Ø 16	Ø 20	Ø 25
					HA/HP-50
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75	1,10	1,50	1,85	2,30
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55	0,85	1,15	1,40	1,75
					HA-30
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75	1,10	1,50	1,85	2,80
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55	0,85	1,15	1,45	1,15

NOTAS: Las colas de las armaduras desmontas por sección o comidas, (zunchos, muros, losas o nervios forjado reticulado), pueden cortarse, pero nunca todas las de una misma sección al tiempo, disponiendo un solape igual al anclaje que corresponda. La disposición de una patilla en tracción, reduce la longitud de anclaje en un 30%.

Las armaduras en tracción de una pieza lisa (vigas), no pueden cortarse sin permiso expreso de la D.F., que indique el solape necesario (EHE-08, art 69.5.2.2) en cada caso. En compresión basta la longitud de anclaje.

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID CURSO 2015/2016

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE MADRID

PROYECTO FIN DE MÁSTER

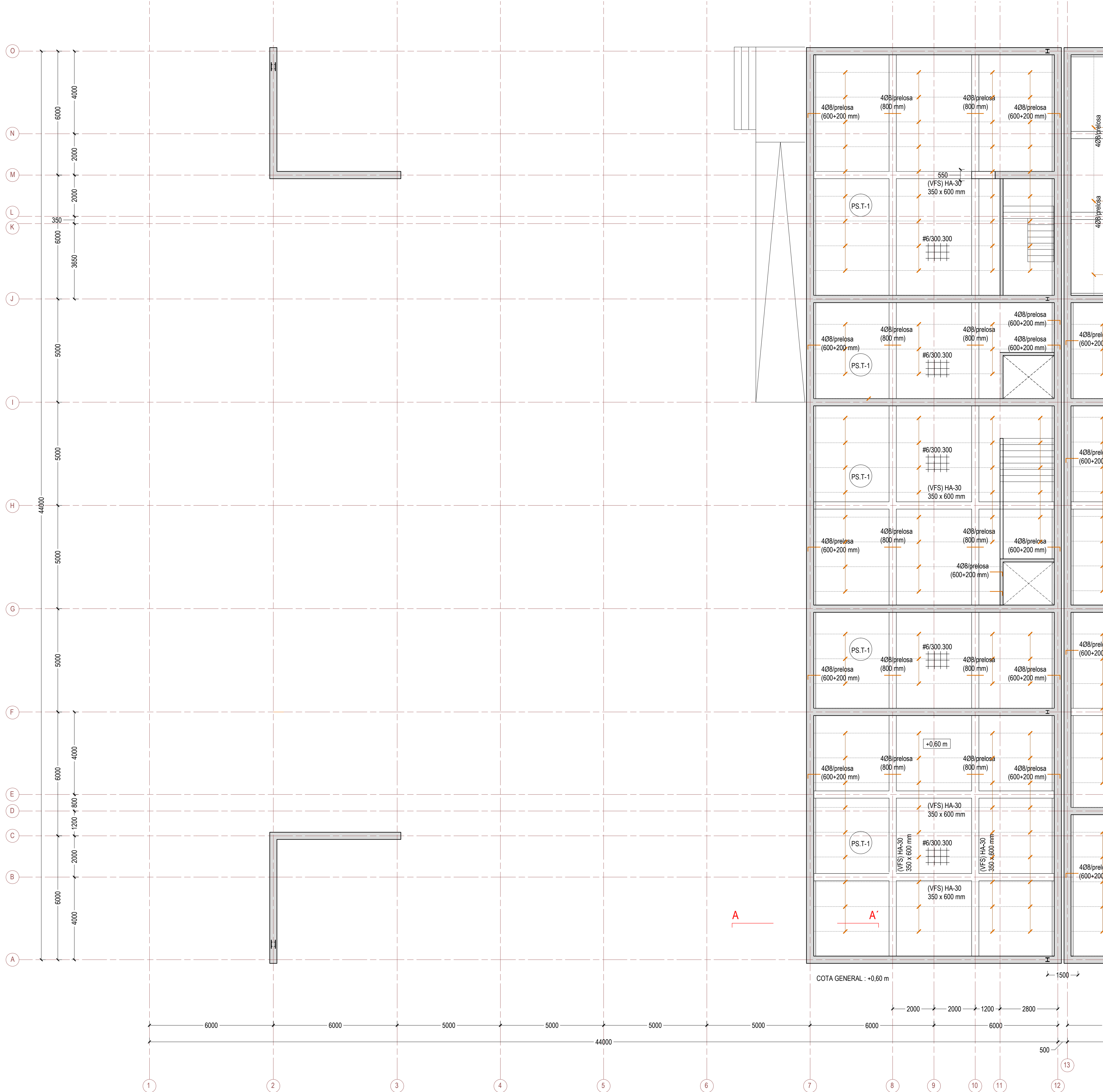
ÁLVARO SIZA VIEIRA:
BIBLIOTECA PÚBLICA,
VIANA DO CASTELO (PORTUGAL)

LOCALIDAD DE CÁLCULO:
AYAMONTE, HUELVA
(ESPAÑA)

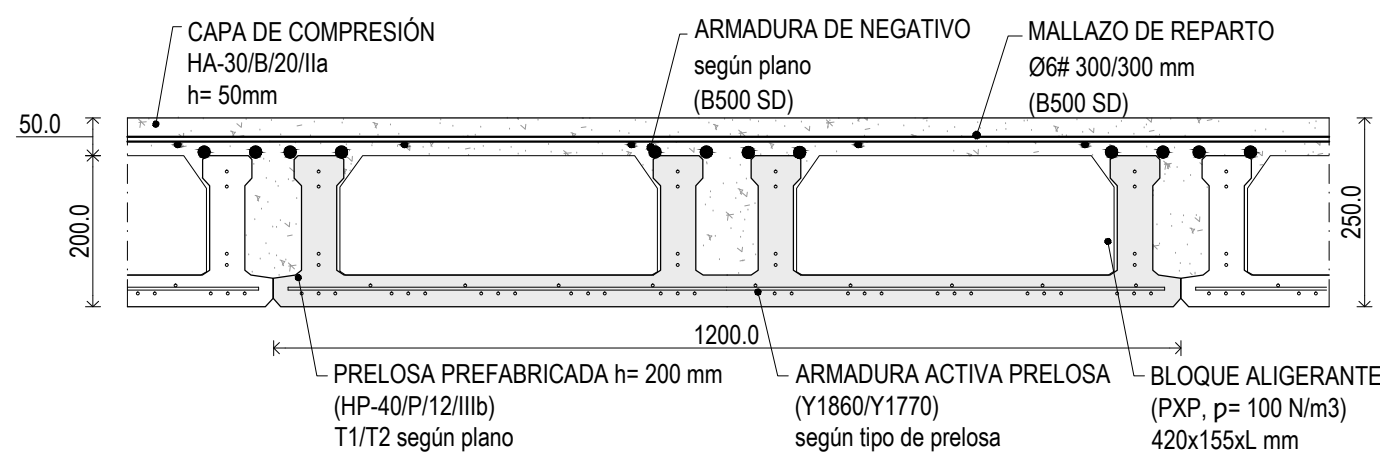
ALZADOS MUROS 2 Y ESCALA: PLANO:
DETALLES JUNTA DE DILATACIÓN 1/200 0

TUTOR: DR. ARQ. CERVERA BRAVO, JAIME
ALUMNO: ARQ. NAVAS SÁNCHEZ, LAURA

PLANTA BAJA
E 1/100



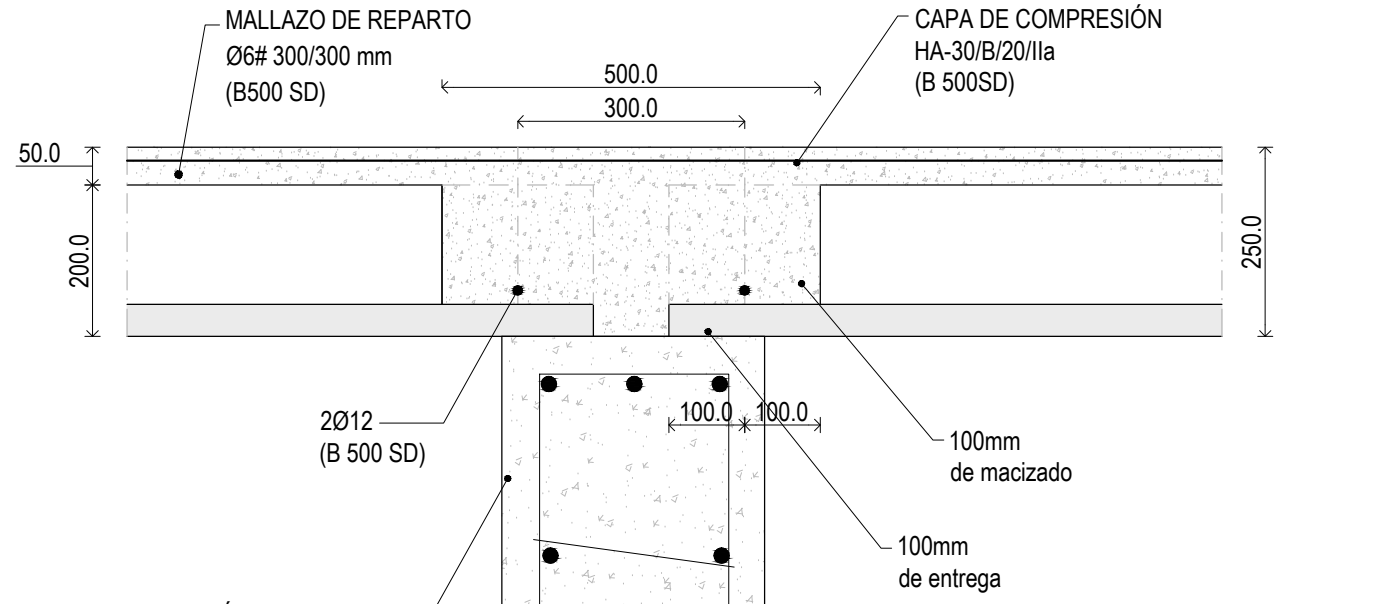
DETALLE FORJADO SANITARIO
SECCIÓN B-B'
E 1/10



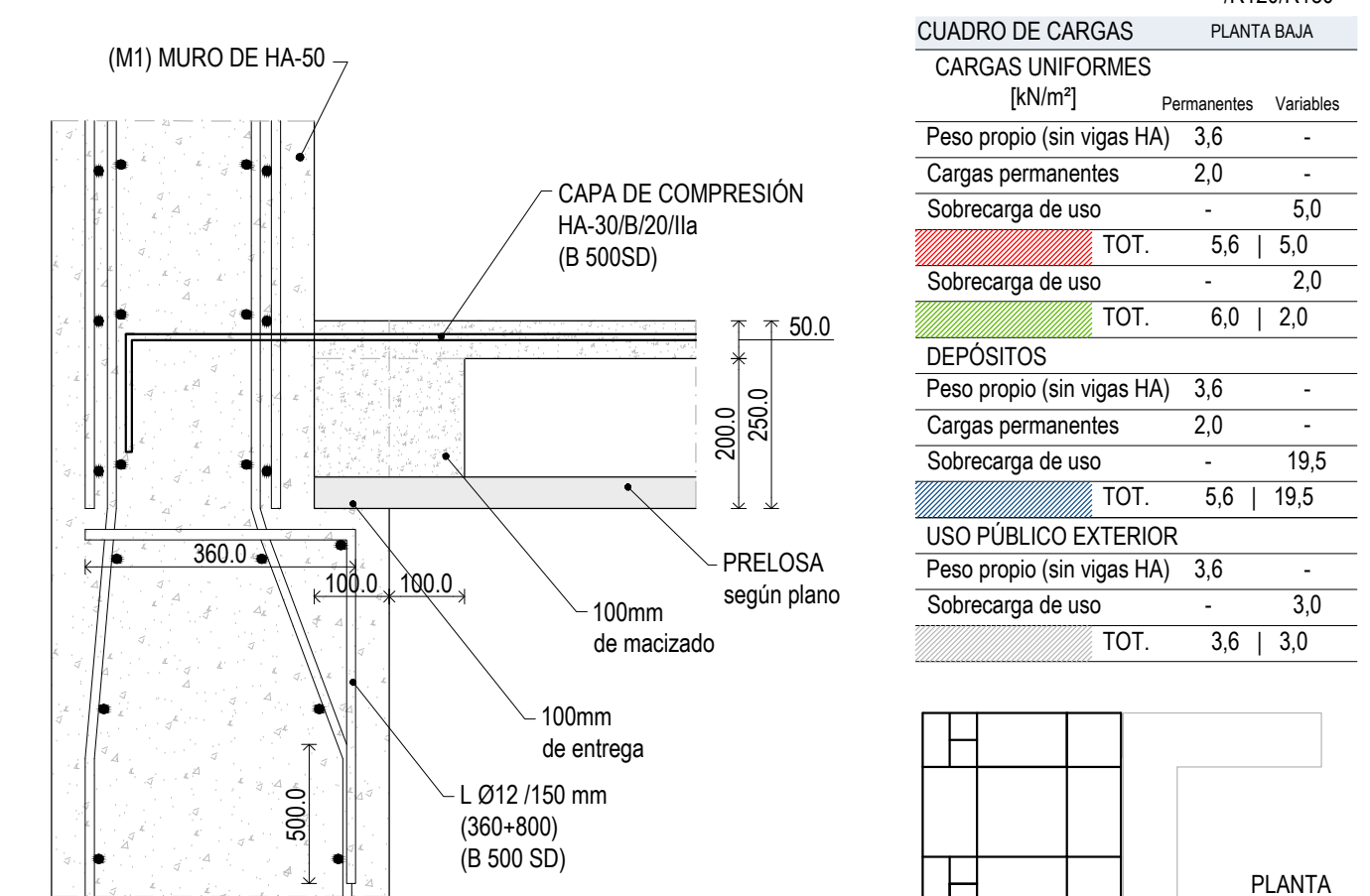
FORJADO PLANTA CUBIERTA

PRELOSA PRETENSADA DE HORMIGÓN
(PREFABRICADAS RODÍAS, S.L.)
+ CAPA DE COMPRESIÓN HORMIGÓN IN SITU
CANTO TOTAL = 20+5 cm
PESO PRELOSA = 2,10 kN/m2
PESO FORJADO = 3,60 kN/m2

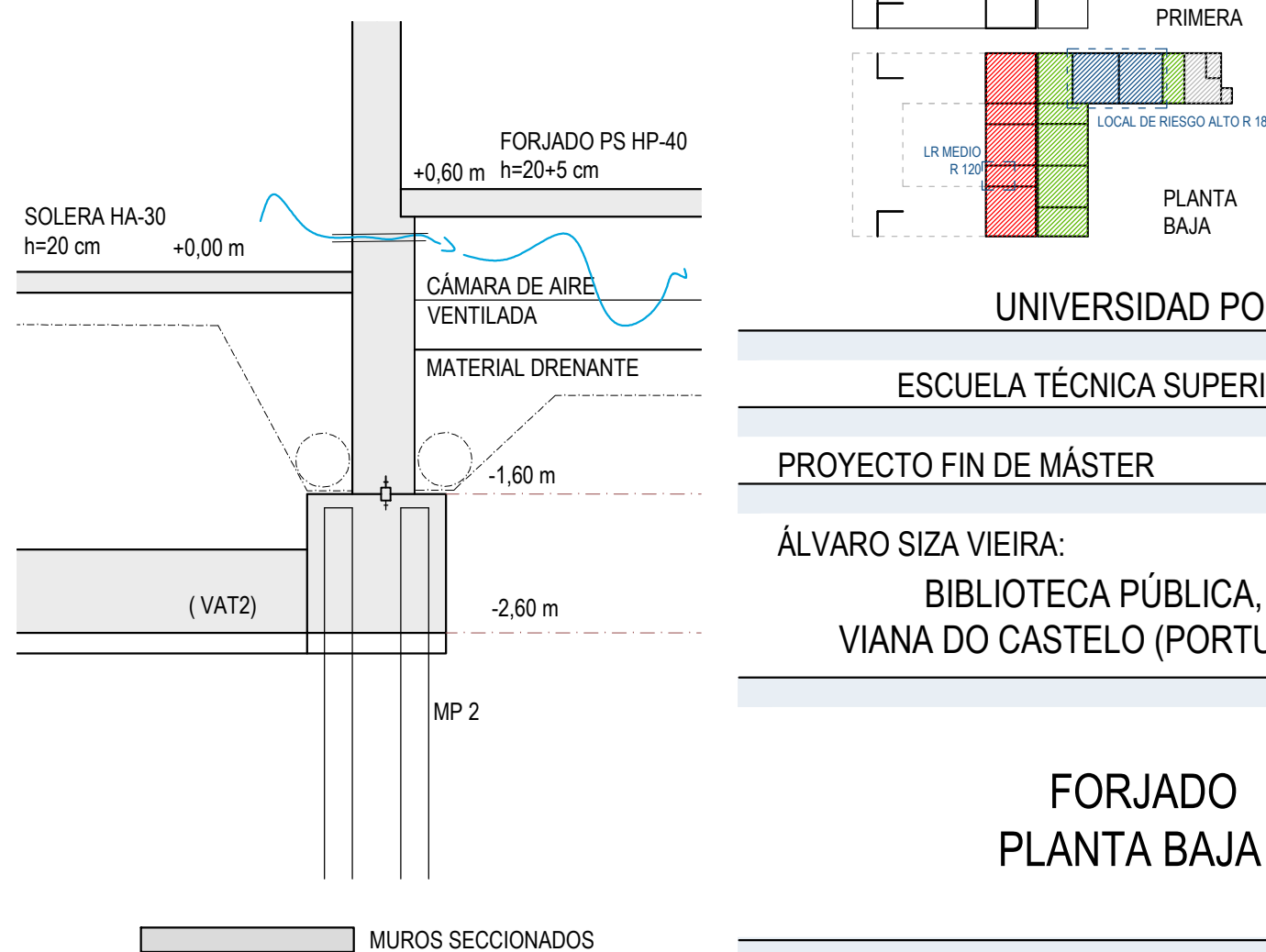
DETALLE CONEXIÓN PRELOSA
E 1/10



DETALLE CONEXIÓN PRELOSA
MUROS EJES 7 Y 12
E 1/10



DETALLE ESQUEMA CONSTRUCTIVO
SECCIÓN A-A'
E 1/50



ESTRUCTURA				
COEFICIENTES DE SEGURIDAD MATERIALES (EHE-08)				
	ACERO DE ARMAR	ACERO	HORMIGÓN	
ORDINARIA	1,15	1,05	1,50	
ACCIDENTAL	1,00	1,05	1,30	

ACCIONES (EHE-08)				
	ELU - efecto	ELS - efecto	Defavorable	Favorable
A. permanentes (G) - γ_G	1,35	1,00	1,00	1,00
A. variables (Q) - γ_Q	1,50*	0,00	1,00*	0,00

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES

ACERO DE POSTESADO Y1860S7	
Resistencia característica f_{tk}	1860 MPa
Tesado respecto de f_{tk} : 0.7 f_{tk}	1302 MPa
Modulo de elasticidad E_s	190000 MPa
Área de un tendón (12 torones)	1680 mm ²

HORMIGÓN HA 50	
Denominación	CEMII/A-D-52,5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f_{ck}	50 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E_{cm}	30000 MPa
Resistencia media a tracción f_{ctm}	4,07 MPa

HORMIGÓN HP 50	
Denominación	CEMII/A-D-52,5R MR
Recubrimiento mínimo	45 mm
Resistencia característica a compresión f_{ck}	50 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E_{cm}	33000 MPa
Resistencia media a tracción f_{ctm}	4,07 MPa

HORMIGÓN HA-30	
Denominación	CEMII/B-S-32,5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f_{ck}	30 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}	38 MPa
Modulo de elasticidad E_{cm}	28500 MPa
Resistencia media a tracción f_{ctm}	2,03 MPa

ACERO DE ARMAR B500SD	
Resistencia característica f_{tk}	500 MPa
Resistencia a rotura f_{tk}	575 MPa
Modulo de elasticidad E_s	200000 MPa
Alargamiento de rotura (%)	≥ 16%
Relación f_{tk}/f_{tk}	1,15 ≤ f_{tk}/f_{tk} ≤ 1,35

ACERO DE PERFILES Y PLACAS	
Modulo de elasticidad E_s	210000 MPa
Modulo de cizalladura G	81000 MPa
ν coeficiente de Poisson	0,3
α coeficiente de dilatación térmica	1,2E-5 °C ⁻¹ (-1)
ρ densidad	7850 kg/m ³

S 275 JR/J0/J2	
Resistencia característica f_{tk} (t ≤ 16 mm)	275 MPa
Resistencia característica f_{tk} (16 ≤ t ≤ 40 mm)	265 MPa
Resistencia característica f_{tk} (40 ≤ t ≤ 63 mm)	255 MPa
Resistencia a rotura f_{tk} (3 ≤ t ≤ 100 mm)	410 MPa

S 355 JR/J0/J2	
Resistencia característica f_{tk} (t ≤ 16 mm)	355 MPa
Resistencia característica f_{tk} (16 ≤ t ≤ 40 mm)	345 MPa
Resistencia característica f_{tk} (40 ≤ t ≤ 63 mm)	335 MPa
Resistencia a rotura f_{tk} (3 ≤ t ≤ 100 mm)	470 MPa

CUADRO DE DOBLADO DE ARMADURA	
Doblado con mandriles de diámetro no inferior a:	
BARRAS	GANCHOS Y PATILLAS
CORRUGADAS	BARRAS DOBLADAS
B500 S - B500 SD	4 Ø 7 Ø 12 Ø 14 Ø

CUADRO DE LONGITUDES DE ANCLAJE (m)	
POSICIÓN	Ø 8 Ø 12 Ø 16 Ø 20 Ø 25
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,40 0,55 0,75 0,95 1,15
Vertical o abajo (Pos. I)	0,30 0,45 0,60 0,70 0,90

HA-30	
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,40 0,55 0,75 0,95 1,40
Vertical o abajo (Pos. I)	0,30 0,45 0,60 0,70 1,05

CUADRO DE LONGITUDES DE SOLAPE (m)	
POSICIÓN	Ø 8 Ø 12 Ø 16 Ø 20 Ø 25
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75 1,10 1,50 1,85 2,30
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55 0,85 1,15 1,40 1,75

HA-30	
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75 1,10 1,50 1,85 2,80
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55 0,85 1,15 1,45 1,15

NOTAS:
Las armaduras en tracción de una pieza (single), no pueden cortarse sin permiso expreso de la D.F., que indique el solape necesario (EHE-08, art 65.5.2.2) en cada caso. En compresión basta la longitud de anclaje.

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID CURSO 2015/2016

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE MADRID

PROYECTO FIN DE MÁSTER

ÁLVARO SIZA VIEIRA:
BIBLIOTECA PÚBLICA,
VIANA DO CASTELO (PORTUGAL)

LOCALIDAD DE CÁLCULO:
AYAMONTE, HUELVA
(ESPAÑA)

FORJADO
PLANTA BAJA 1

ESCALA:
1/100

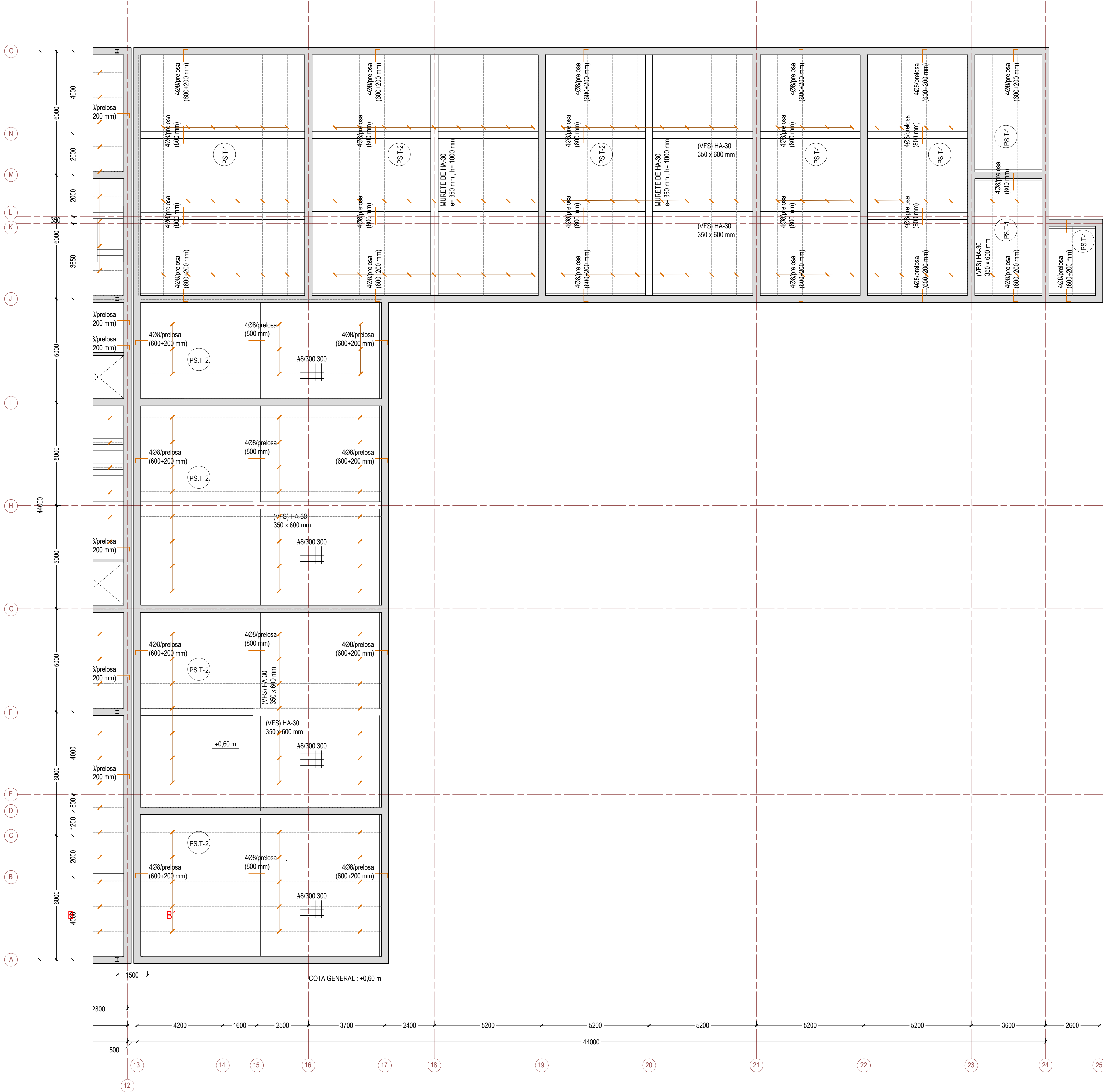
PLANO:

09

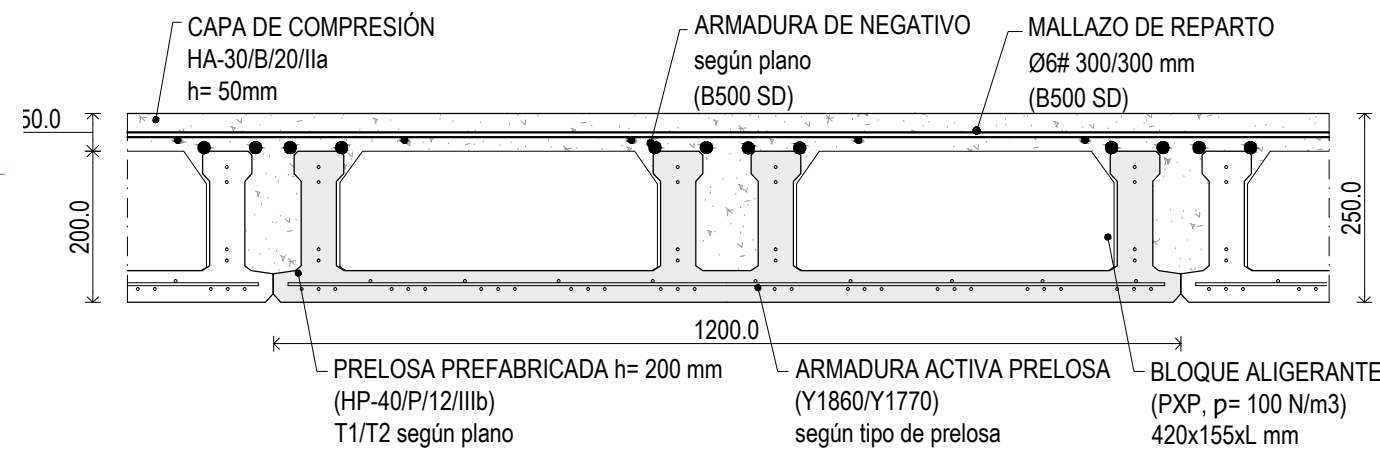
TUTOR:
ALUMNO:

DR. ARQ. CERVERA BRAVO, JAIME
ARQ. NAVAS SÁNCHEZ, LAURA

PLANTA BAJA
E 1/100



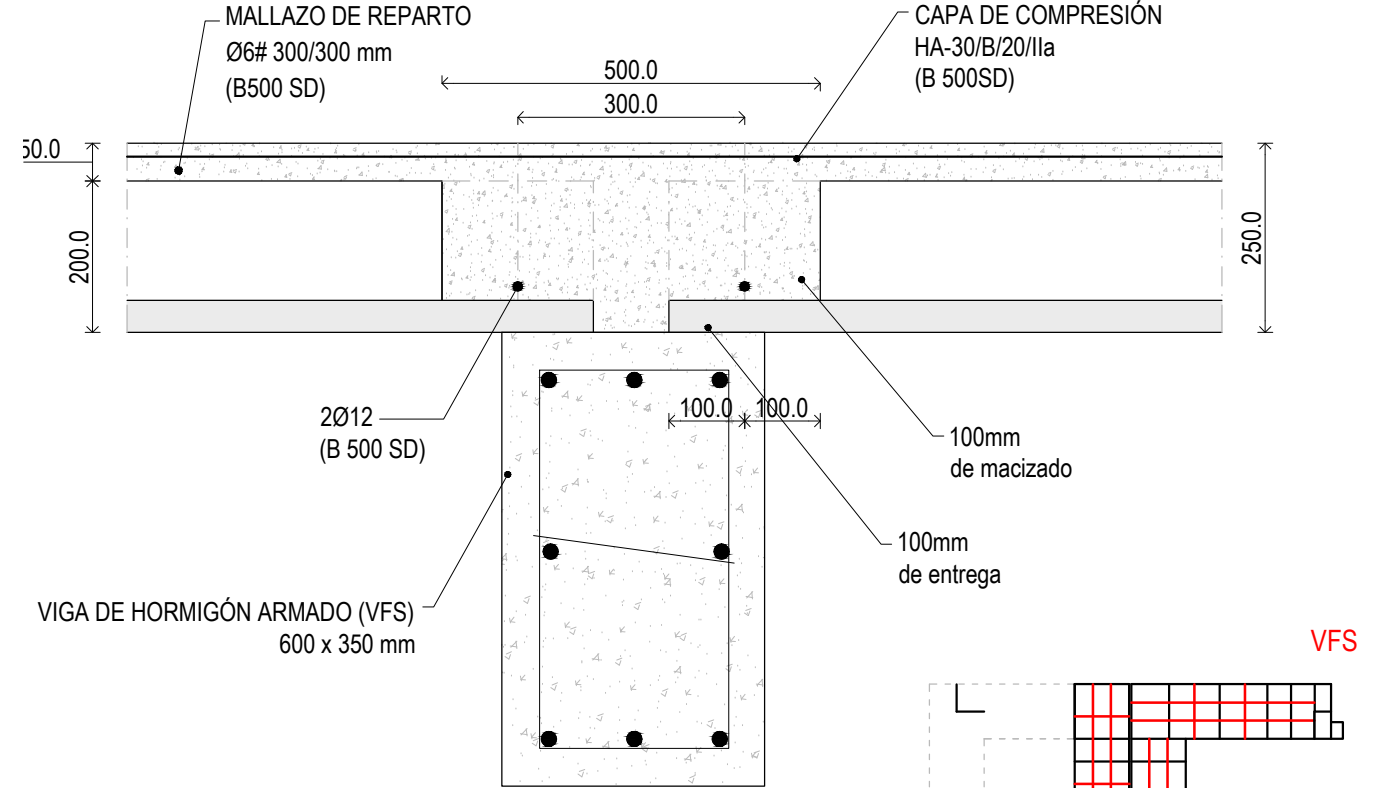
DETALLE FORJADO SANITARIO E 1/10
SECCIÓN B-B'



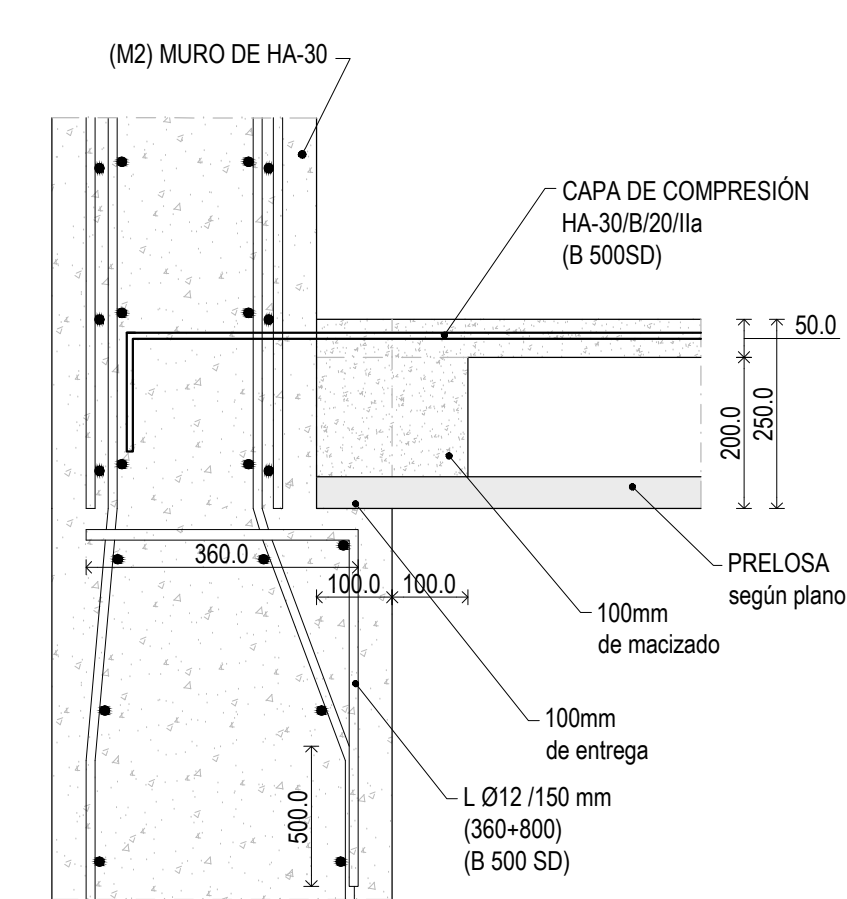
FORJADO PLANTA CUBIERTA

PRELOSA PRETENSADA DE HORMIGÓN
(PREFABRICADOS RODÍAS, S.L.)
+ CAPA DE COMPRESIÓN HORMIGÓN IN SITU
CANTO TOTAL = 20+5 cm
PESO PRELOSA = 2,10 kN/m2
PESO FORJADO = 3,60 kN/m2

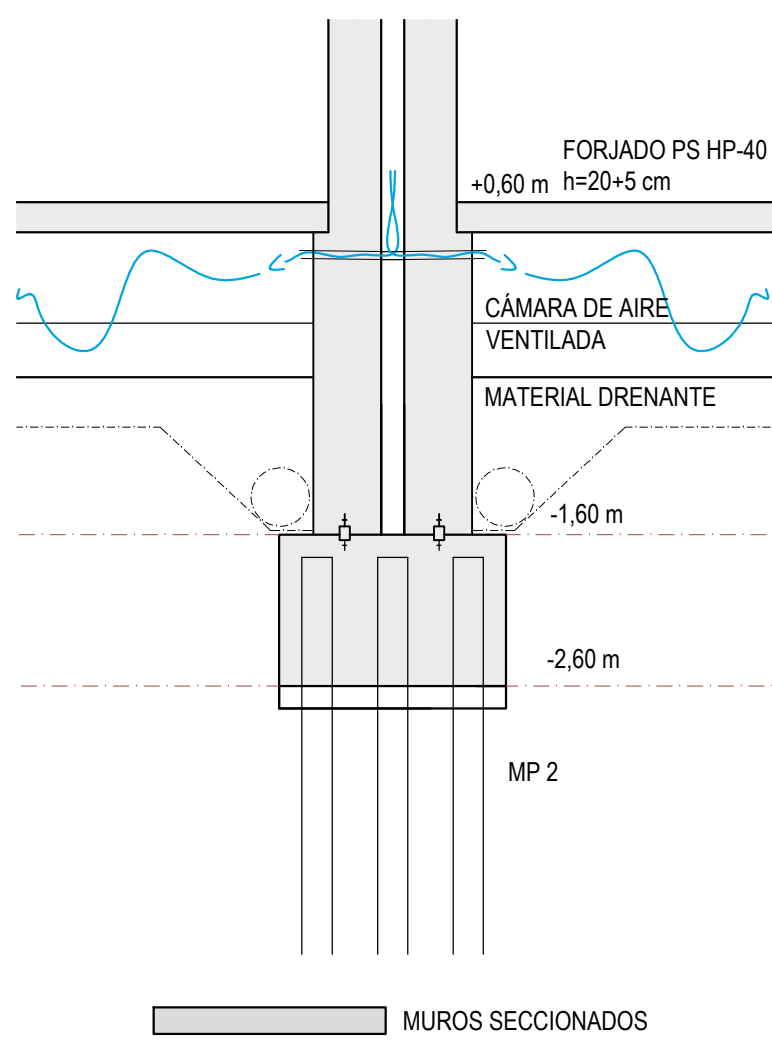
DETALLE CONEXIÓN PRELOSA
E 1/10



DETALLE CONEXIÓN PRELOSA
MUROS EJES 7 Y 12
E 1/10



DETALLE ESQUEMA CONSTRUCTIVO
SECCIÓN B-B'
E 1/50



ESTRUCTURA			
COEFICIENTES DE SEGURIDAD MATERIALES (EHE-08)			
	ACERO DE ARMAR	ACERO	HORMIGÓN
ORDINARIA	1,15	1,05	1,50
ACCIDENTAL	1,00	1,05	1,30

ACCIONES (EHE-08)			ELU - efecto	ELS - efecto
			Desfavorable	Favorable
A. permanentes (G) - γ_{G1}	1,35	1,00	1,00	1,00
A. variables (Q) - γ_Q	1,50	0,00	1,00	0,00

*Cuando se considere, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplicará el valor de combinación que provenga del valor característico, reducido con el de simultaneidad (SE, apartado 4.22, tabla 4.2).

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES	
ACERO DE POSTESADO Y1860S7	
Resistencia característica f_{tk}	1860 MPa
Tesado respecto de f_{tk} : 0,7 f_{tk}	1302 MPa
Modulo de elasticidad E_{tk}	190000 MPa
Área de un tendón (12 torones)	1680 mm2

HORMIGÓN HA 50	
Denominación	CEMII/A-D-52,5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f_{tk}	50 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E_{tk}	30000 MPa
Resistencia media a tracción f_{tk}	4,07 MPa

HORMIGÓN HP 50	
Denominación	CEMII/A-D-52,5R MR
Recubrimiento mínimo	45 mm
Resistencia característica a compresión f_{tk}	50 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E_{tk}	33000 MPa
Resistencia media a tracción f_{tk}	4,07 MPa

HORMIGÓN HA-30	
Denominación	CEMII/B-S-32,5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f_{tk}	30 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}	38 MPa
Modulo de elasticidad E_{tk}	28500 MPa
Resistencia media a tracción f_{tk}	2,03 MPa

ACERO DE ARMAR B500SD	
Resistencia característica f_{tk}	500 MPa
Resistencia a rotura f_{tk}	575 MPa
Modulo de elasticidad E_{tk}	200000 MPa
Alargamiento de rotura (%)	≥ 16%
Relación f_{tk}/f_{tk}	1,15 ≤ f_{tk}/f_{tk} ≤ 1,35

ACERO DE PERFILES Y PLACAS	
Modulo de elasticidad E_{tk}	210000 MPa
Modulo de cizalladura G	81000 MPa
ν coeficiente de Poisson	0,3
α coeficiente de dilatación térmica	1,2E-5 °C ⁻¹ (-1)
ρ densidad	7850 kg/m ³

S 275 JR/J0/J2	
Resistencia característica f_{tk} (t ≤ 16 mm)	275 MPa
Resistencia característica f_{tk} (16 ≤ t ≤ 40 mm)	265 MPa
Resistencia característica f_{tk} (40 ≤ t ≤ 63 mm)	255 MPa
Resistencia a rotura f_{tk} (3 ≤ t ≤ 100 mm)	410 MPa

S 355 JR/J0/J2	
Resistencia característica f_{tk} (t ≤ 16 mm)	355 MPa
Resistencia característica f_{tk} (16 ≤ t ≤ 40 mm)	345 MPa
Resistencia característica f_{tk} (40 ≤ t ≤ 63 mm)	335 MPa
Resistencia a rotura f_{tk} (3 ≤ t ≤ 100 mm)	470 MPa

CUADRO DE DOBLADO DE ARMADURA	
Doblado con mandriles de diámetro no inferior a:	
BARRAS	GANCHOS Y PATILLAS
CORRUGADAS	BARRAS DOBLADAS
B500 S - B500 SD	4 Ø 7 Ø 12 Ø 14 Ø
B500 S - B500 SD	4 Ø 7 Ø 12 Ø 14 Ø

NOTAS: - Cercos o estribos de diámetro ≤ 12mm podrán doblarse con diámetro = a los indicados.
- Para evitar la torsión, el diámetro empleado no deberá ser Ø8 a 3 mm.

CUADRO DE LONGITUDES DE ANCLAJE (m)	
POSICIÓN	Ø 8 Ø 12 Ø 16 Ø 20 Ø 25
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,40 0,55 0,75 0,95 1,15
Vertical o abajo (Pos. I)	0,30 0,45 0,60 0,70 0,90

HA-30	
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,40 0,55 0,75 0,95 1,40
Vertical o abajo (Pos. I)	0,30 0,45 0,60 0,70 1,05

CUADRO DE LONGITUDES DE SOLAPE (m)	
POSICIÓN	Ø 8 Ø 12 Ø 16 Ø 20 Ø 25
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75 1,10 1,50 1,85 2,30
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55 0,85 1,15 1,40 1,75

HA-30	
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75 1,10 1,50 1,85 2,80
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55 0,85 1,15 1,45 1,15

NOTAS: - Las barras de los armazones de refuerzo por acciones o condiciones excepcionales, viento, sismo o terremoto sísmico (verificado), pueden cortarse, pero nunca todas las de una misma sección al tiempo, dejando un solape igual al indicado que corresponda. La disposición de una parrilla en tracción, reduce la longitud de anclaje en un 30%.
- Las armaduras en tracción de una parrilla (vigas), no pueden cortarse sin permitir expresos de la D.F., que indica el solape necesario (EHE-08, art 69.5.2.2) en cada caso. En compresión basta la longitud de anclaje.

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID CURSO 2015/2016

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE MADRID

PROYECTO FIN DE MÁSTER

ÁLVARO SIZA VIEIRA:
BIBLIOTECA PÚBLICA,
VIANA DO CASTELO (PORTUGAL)

LOCALIDAD DE CÁLCULO:
AYAMONTE, HUELVA
(ESPAÑA)

FORJADO
PLANTA BAJA 2

ESCALA:
1/100

PLANO:

10

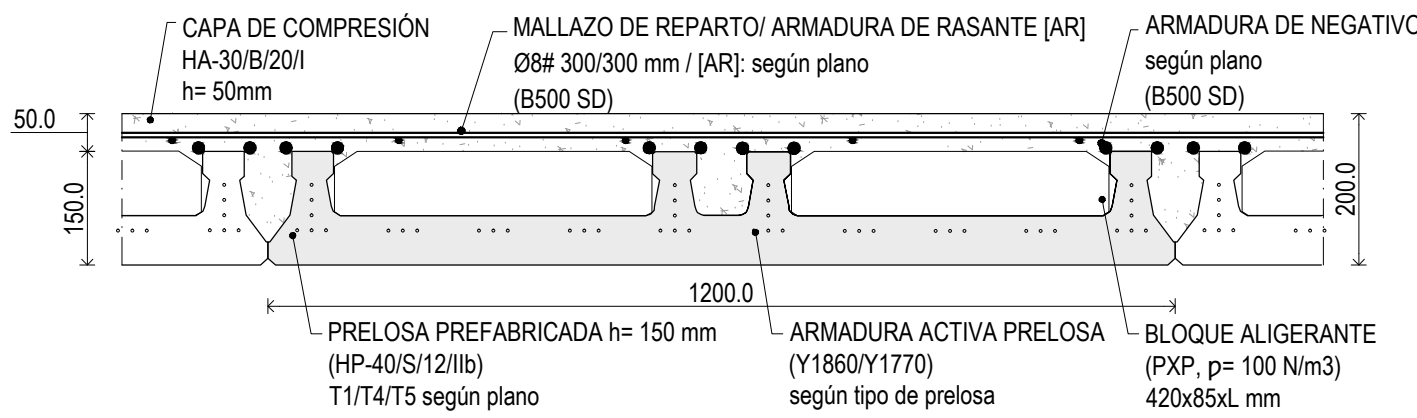
TUTOR:
ALUMNO:

DR. ARQ. CERVERA BRAVO, JAIME
ARQ. NAVAS SÁNCHEZ, LAURA

PLANTA PRIMERA
E 1/100



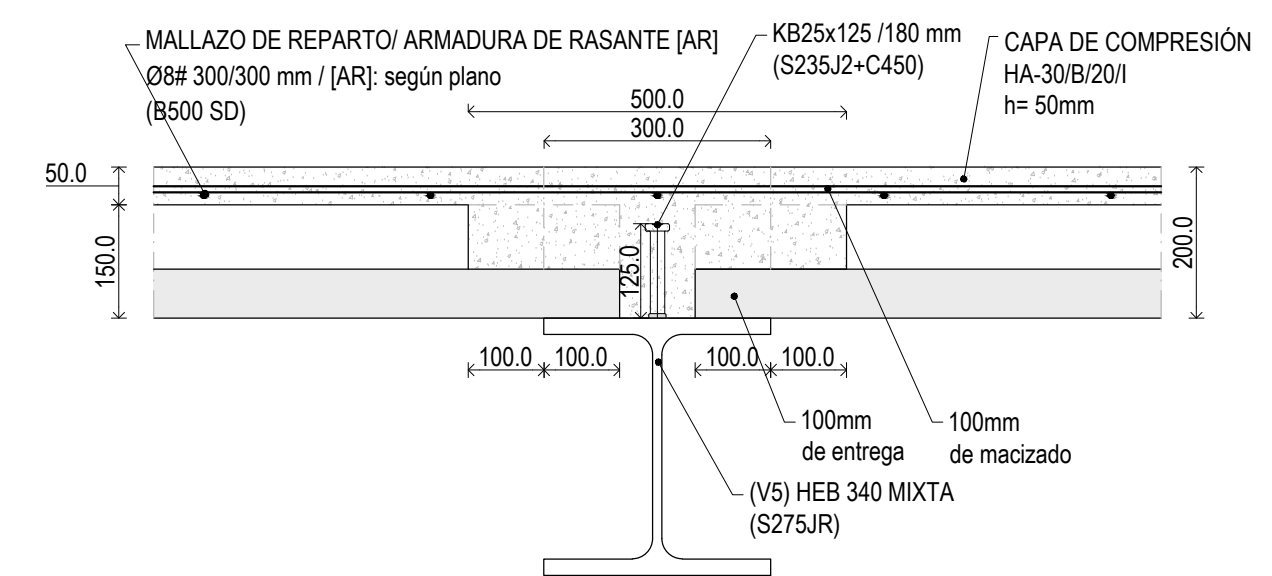
DETALLE FORJADO PLANTA PRIMERA
E 1/10



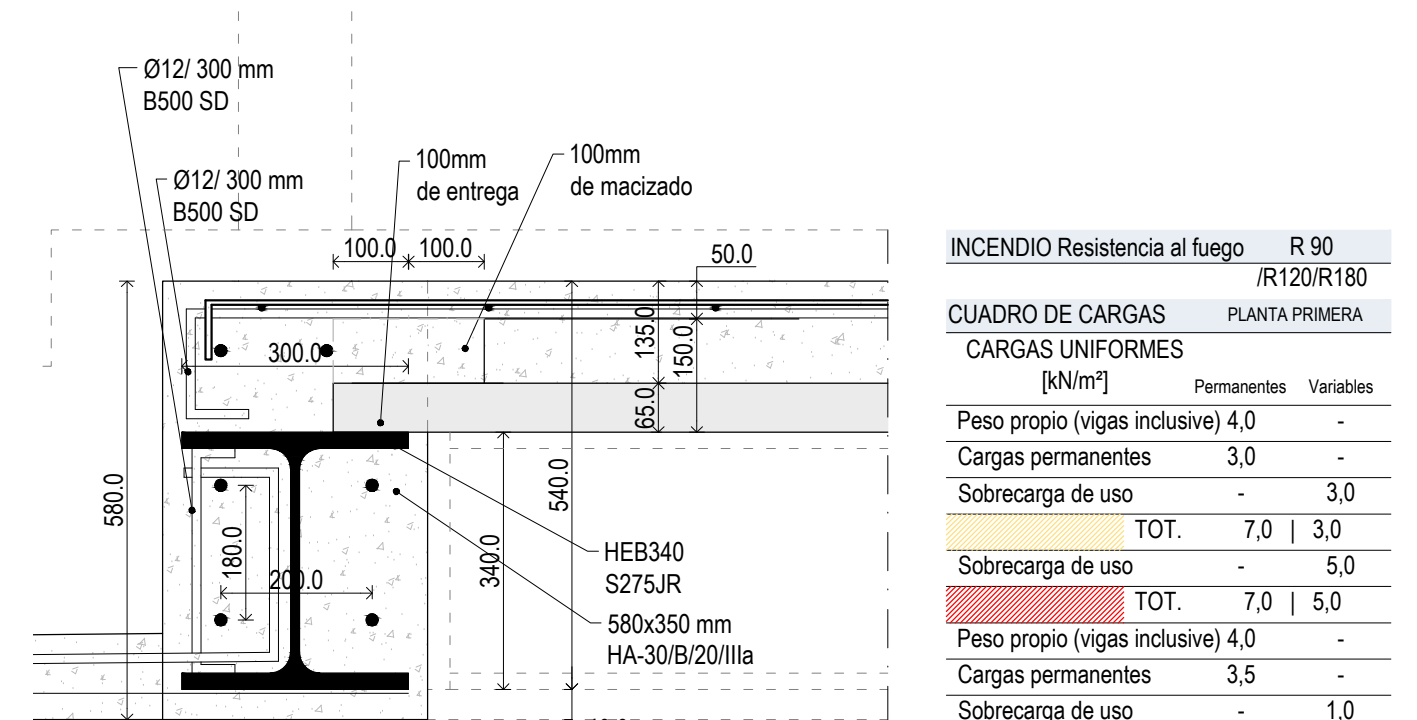
FORJADO PLANTA CUBIERTA

PRELOSA PRETENSADA DE HORMIGÓN
(PREFABRICADOS LUFORT, S.L.)
+ CAPA DE COMPRESIÓN HORMIGÓN IN SITU
CANTO TOTAL = 15+5 cm
PESO PRELOSA = 1.95 kN/m2
PESO FORJADO = 3.5 kN/m2

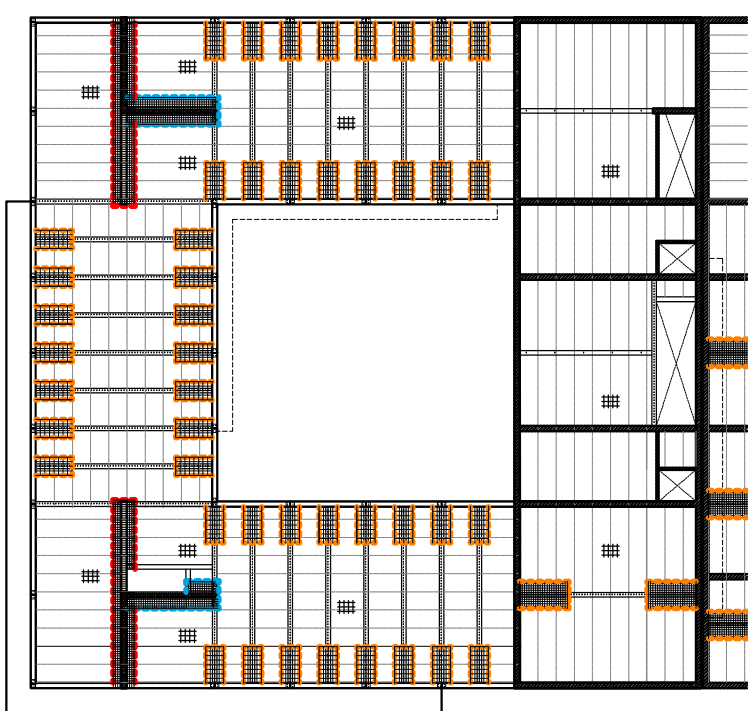
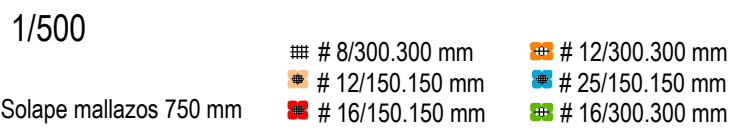
DETALLE SECCIÓN MIXTA
CONEXIÓN PRELOSA - PERFIL DE ACERO
1/10



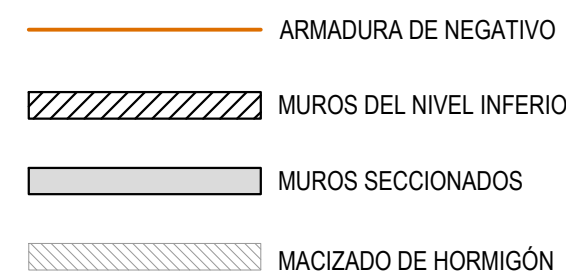
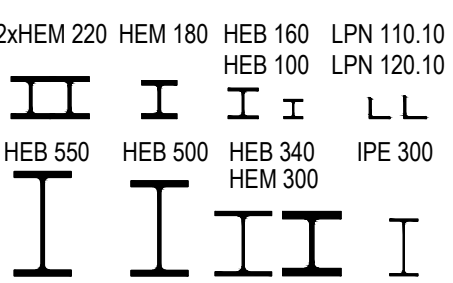
DETALLE PRELOSA
CONEXIÓN PRELOSA - VIGA DE BORDE HEB 340
1/10



ESQUEMA ARMADURA RASANTE EN PLANTA
1/500



PERFILES 1/25



ESTRUCTURA			
COEFICIENTES DE SEGURIDAD MATERIALES (EHE-08)			
	ACERO DE ARMAR	ACERO	HORMIGÓN
ORDINARIA	1.15	1.05	1.50
ACCIDENTAL	1.00	1.05	1.30
ACCIONES (EHE-08)			
	ELU - efecto	ELS - efecto	
	Defavorable	Favorable	Defavorable
A. permanentes (G) - γ_G	1.35	1.00	1.00
A. variables (Q) - γ_Q	1.50	0.00	1.00

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES			
ACERO DE POSTESADO Y1860S7			
Resistencia característica f_{tk}			1860 MPa
Tesado respecto de f_{tk} : 0.7 f_{tk}			1302 MPa
Modulo de elasticidad E_s			190000 MPa
Área de un tendón (12 torones)			1680 mm2
HORMIGÓN HA 50			
Denominación	CEMII/A-D-52,5N MR		
Recubrimiento mínimo			40 mm
Resistencia característica a compresión f_{ck}			50 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}			58 MPa
Modulo de elasticidad E_{cm}			30000 MPa
Resistencia media a tracción f_{ctm}			4.07 MPa
HORMIGÓN HP 50			
Denominación	CEMII/A-D-52,5R MR		
Recubrimiento mínimo			45 mm
Resistencia característica a compresión f_{ck}			50 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}			58 MPa
Modulo de elasticidad E_{cm}			33000 MPa
Resistencia media a tracción f_{ctm}			4.07 MPa
HORMIGÓN HA-30			
Denominación	CEMII/B-S-32,5N MR		
Recubrimiento mínimo			40 mm
Resistencia característica a compresión f_{ck}			30 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}			38 MPa
Modulo de elasticidad E_{cm}			28500 MPa
Resistencia media a tracción f_{ctm}			2.03 MPa

ACERO DE ARMAR B500SD			
Resistencia característica f_{tk}			500 MPa
Resistencia a rotura f_{tk}			575 MPa
Modulo de elasticidad E_s			200000 MPa
Alargamiento de rotura (%)			≥ 16%
Relación f_{tk}/f_{tk}			1.15 s/f/s/fys 1.35

ACERO DE PERFILES Y PLACAS			
Modulo de elasticidad E_s			210000 MPa
Modulo de cizalladura G			81000 MPa
v coeficiente de Poisson			0.3
α coeficiente de dilatación térmica			1.2E-5 °C ⁻¹ (1)
p densidad			7850 kg/m ³
S 275 JR/JO/2			
Resistencia característica f_{tk} (t ≤ 16 mm)			275 MPa
Resistencia característica f_{tk} (16 ≤ t ≤ 40 mm)			265 MPa
Resistencia característica f_{tk} (40 ≤ t ≤ 63 mm)			255 MPa
Resistencia a rotura f_{tk} (3 ≤ t ≤ 100 mm)			410 MPa
S 355 JR/JO/2			
Resistencia característica f_{tk} (t ≤ 16 mm)			355 MPa
Resistencia característica f_{tk} (16 ≤ t ≤ 40 mm)			345 MPa
Resistencia característica f_{tk} (40 ≤ t ≤ 63 mm)			335 MPa
Resistencia a rotura f_{tk} (3 ≤ t ≤ 100 mm)			470 MPa

CUADRO DE DOBLADO DE ARMADURA			
Doblado con mandriles de diámetro no inferior a:			
BARRAS	GANCHOS Y PATILLAS	BARRAS DOBLADAS	
	Ø < 20 mm	Ø ≥ 20 mm	Ø < 25 mm
B500 S - B500 SD	4 Ø	7 Ø	12 Ø
			14 Ø

CUADRO DE LONGITUDES DE ANCLAJE (m)			
POSICIÓN	Ø 8	Ø 12	Ø 16
Horizontal y arriba (Pos. II)	0.40	0.55	0.75
Vertical o abajo (Pos. I)	0.30	0.45	0.60
HA-30			
Horizontal y arriba (Pos. II)	0.40	0.55	0.75
Vertical o abajo (Pos. I)	0.30	0.45	0.60

CUADRO DE LONGITUDES DE SOLAPE (m)			
POSICIÓN	Ø 8	Ø 12	Ø 16
Horizontal y arriba (Pos. II)	0.75	1.10	1.50
Vertical o abajo (Pos. I)	0.55	0.85	1.15
HA-30			
Horizontal y arriba (Pos. II)	0.75	1.10	1.50
Vertical o abajo (Pos. I)	0.55	0.85	1.15

NOTAS:
1. Las barras de los armazones de refuerzo por acción o reacción, compresión, tracción, flexión o torsión, pueden cortarse, pero nunca todas las de una misma sección al mismo tiempo, dejando un solape igual al anclaje que corresponda. La disposición de una parrilla en tracción, indica la longitud de anclaje en 35%.
2. Las armaduras en tracción de una parrilla original, no pueden cortarse sin permiso expreso de la D.F., que indicará el solape necesario (EHE-08, art 69.5.2.2) en cada caso. En compresión basta la longitud de anclaje.

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID CURSO 2015/2016

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE MADRID

PROYECTO FIN DE MÁSTER

ÁLVARO SIZA VIEIRA:
BIBLIOTECA PÚBLICA,
VIANA DO CASTELO (PORTUGAL)

LOCALIDAD DE CÁLCULO:
AYAMONTE, HUELVA
(ESPAÑA)

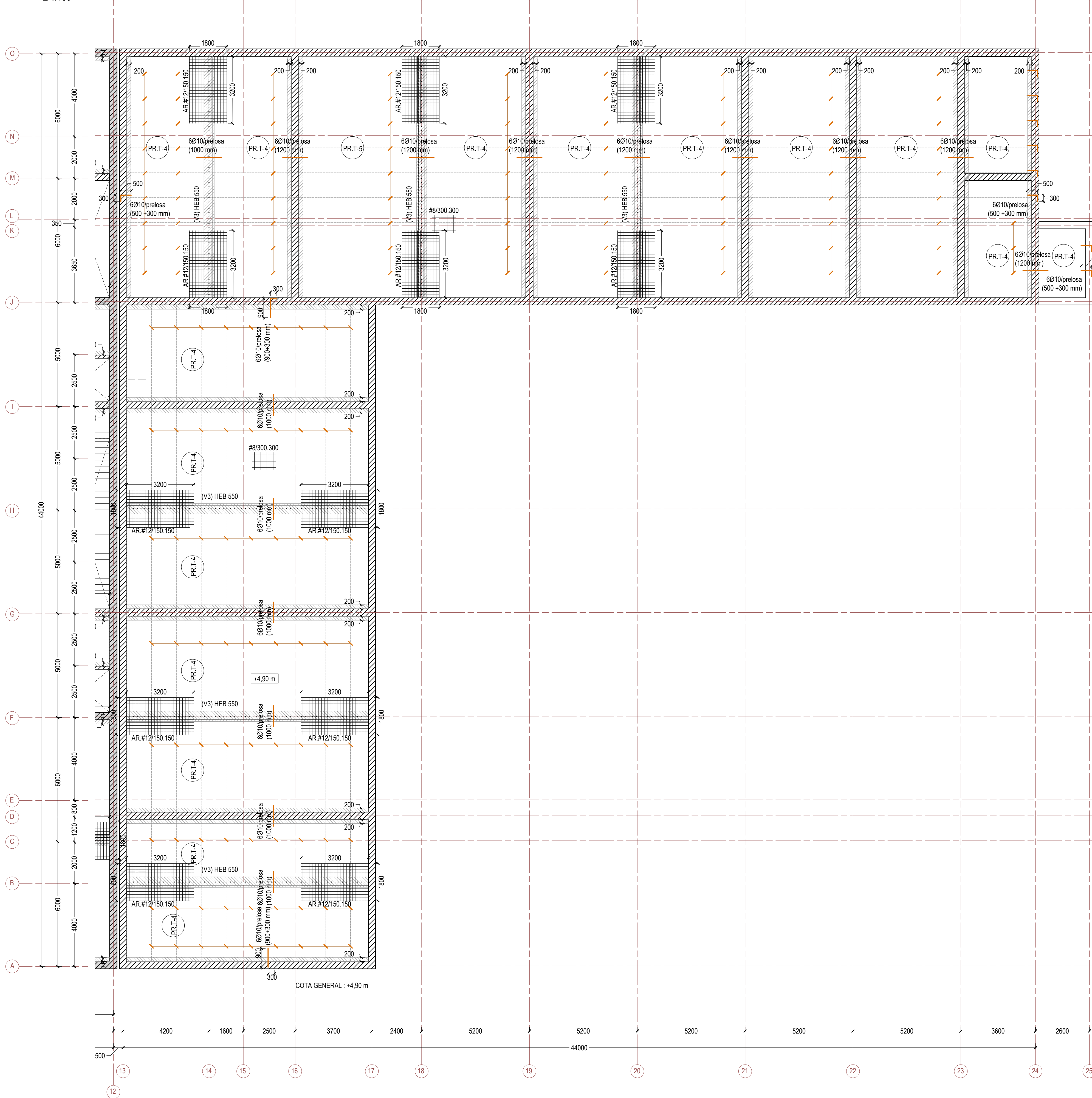
FORJADO
PLANTA PRIMERA 1

ESCALA:
1/100
PLANO:
12

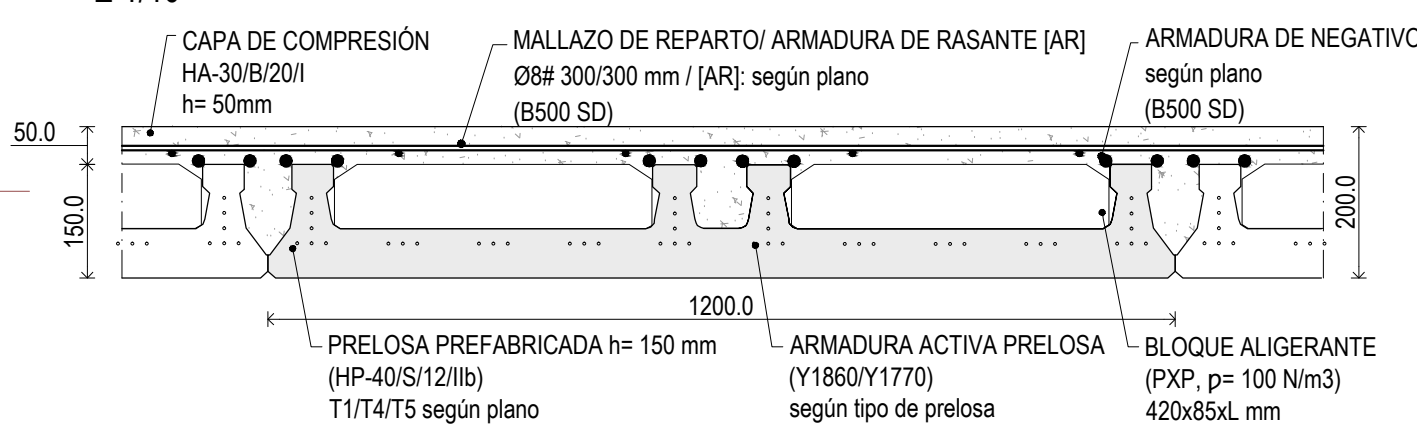
TUTOR:
ALUMNO:

DR. ARQ. CERVERA BRAVO, JAIME
ARQ. NAVAS SÁNCHEZ, LAURA

PLANTA PRIMERA
E 1/100



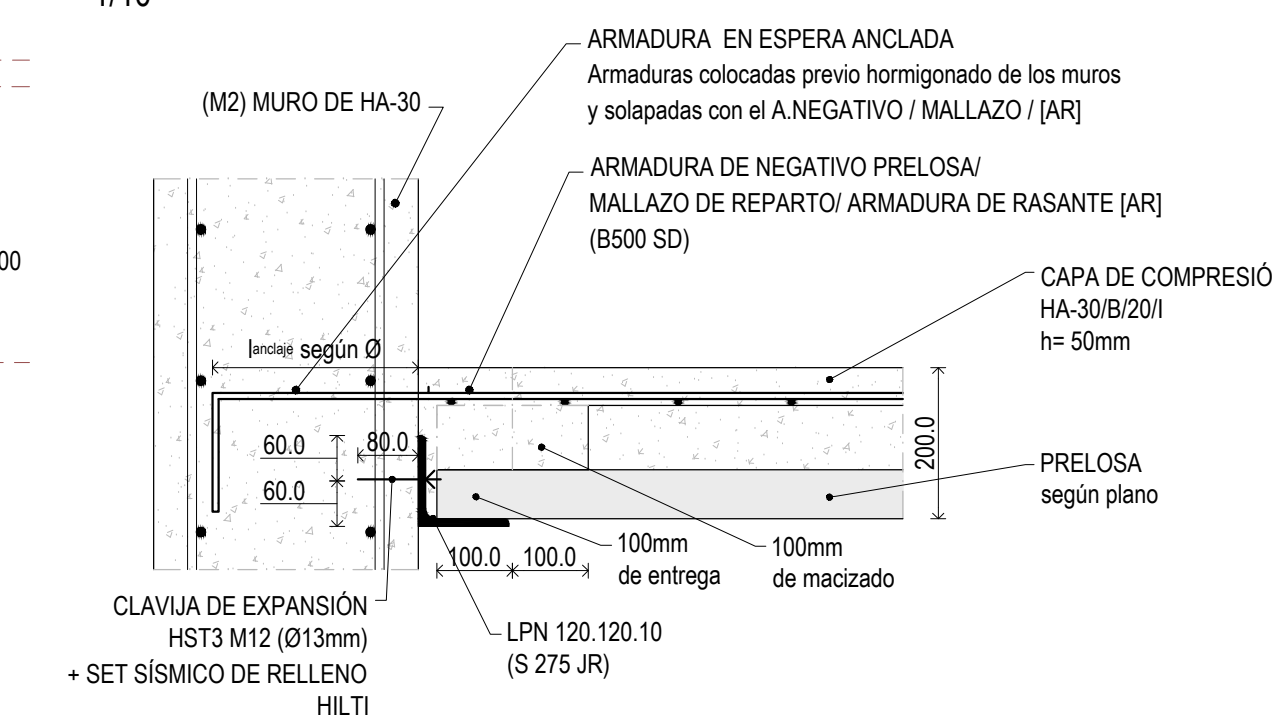
DETALLE FORJADO PLANTA PRIMERA
E 1/10



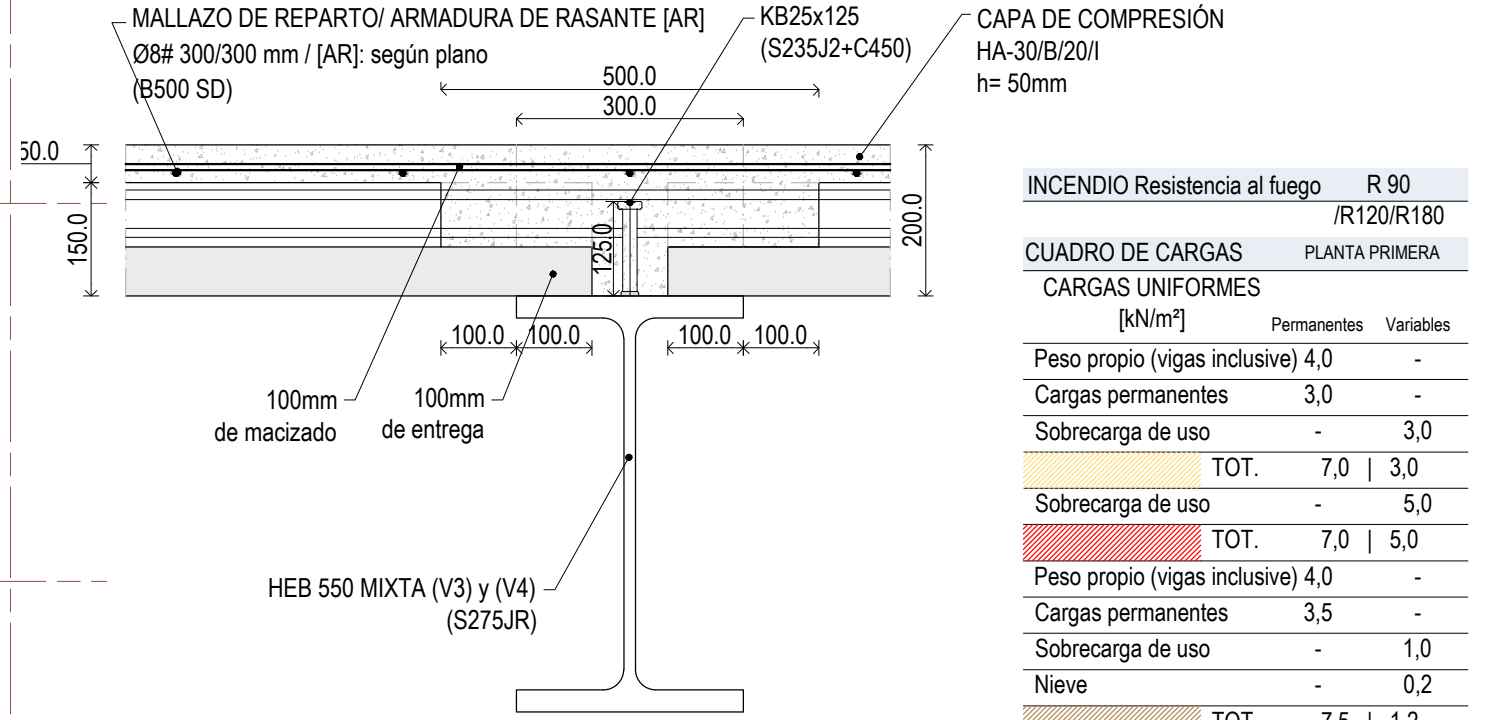
FORJADO PLANTA CUBIERTA

PRELOSA PRETENSADA DE HORMIGÓN (PREFABRICADOS LUFORT, S.L.)
+ CAPA DE COMPRESIÓN HORMIGÓN IN SITU
CANTO TOTAL = 15+5 cm
PESO PRELOSA = 1.95 kN/m2
PESO FORJADO = 3.5 kN/m2

DETALLE CONEXIÓN PRELOSA - M2
1/10

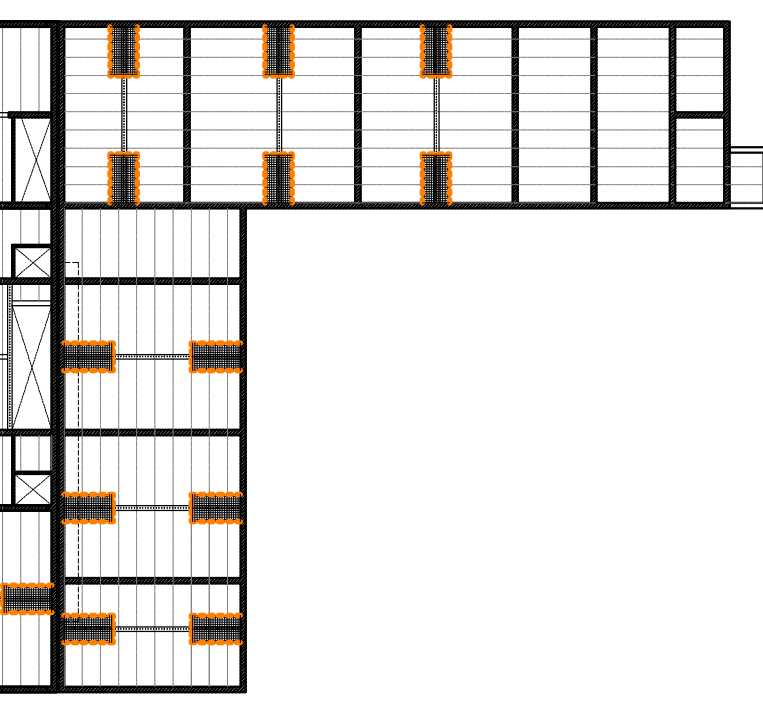


DETALLE SECCIÓN MIXTA
CONEXIÓN PRELOSA - PERFIL DE ACERO
1/10

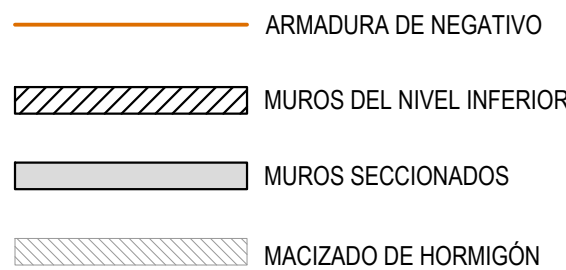
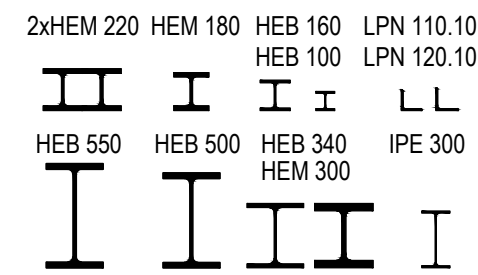


ESQUEMA ARMADURA RASANTE EN PLANTA
1/500

* Solape mallazos 750 mm



PERFILES 1/25



ESTRUCTURA			
COEFICIENTES DE SEGURIDAD MATERIALES (EHE-08)			
	ACERO DE ARMAR	ACERO	HORMIGÓN
ORDINARIA	1,15	1,05	1,50
ACCIDENTAL	1,00	1,05	1,30

ACCIONES (EHE-08)			
	ELU - efecto	ELS - efecto	
	Desfavorable	Favorable	Desfavorable
A. permanentes (G) - γ_G	1,35	1,00	1,00
A. variables (Q) - γ_Q	1,50*	0,00	1,00*

*Factor de combinación, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplica el valor de combinación que presenta el valor característico, reducido con el de simultaneidad (SD, apartado 4.22, tabla 4.2).

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES

ACERO DE POSTESADO Y1860S7	
Resistencia característica f_{tk}	1860 MPa
Tesado respecto de f_{tk} : 0.7 f_{tk}	1302 MPa
Modulo de elasticidad E_s	190000 MPa
Área de un tendón (12 torones)	1680 mm2

HORMIGÓN HA 50	
Denominación	CEMIII/A-D-S2,5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f_{tk}	50 MPa
Resistencia media a compresión f_{tm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E_{cm}	30000 MPa
Resistencia media a tracción f_{tm}	4,07 MPa

HORMIGÓN HP 50	
Denominación	CEMIII/A-D-S2,5R MR
Recubrimiento mínimo	45 mm
Resistencia característica a compresión f_{tk}	50 MPa
Resistencia media a compresión f_{tm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E_{cm}	30000 MPa
Resistencia media a tracción f_{tm}	4,07 MPa

HORMIGÓN HA-30	
Denominación	CEMIII/B-S-32,5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f_{tk}	30 MPa
Resistencia media a compresión f_{tm}	38 MPa
Modulo de elasticidad E_{cm}	28500 MPa
Resistencia media a tracción f_{tm}	2,03 MPa

ACERO DE ARMAR B500SD	
Resistencia característica f_{tk}	500 MPa
Resistencia a rotura f_{tk}	575 MPa
Modulo de elasticidad E_s	200000 MPa
Alargamiento de rotura (%)	≥ 16%
Relación f_{tk}/f_{tk}	1,15 ≤ f_{tk}/f_{tk} ≤ 1,35

ACERO DE PERFILES Y PLACAS	
Modulo de elasticidad E_s	210000 MPa
Modulo de cizalladura G	81000 MPa
v coeficiente de Poisson	0,3
α coeficiente de dilatación térmica	1,2E-5 °C ⁻¹ (-1)
p densidad	7850 kg/m³

S 275 JR/QJ/02	
Resistencia característica f_{tk} (t ≤ 16 mm)	275 MPa
Resistencia característica f_{tk} (16 ≤ t ≤ 40 mm)	265 MPa
Resistencia característica f_{tk} (40 ≤ t ≤ 63 mm)	255 MPa
Resistencia a rotura f_{tk} (3 ≤ t ≤ 100 mm)	410 MPa

S 355 JR/QJ/02	
Resistencia característica f_{tk} (t ≤ 16 mm)	355 MPa
Resistencia característica f_{tk} (16 ≤ t ≤ 40 mm)	345 MPa
Resistencia característica f_{tk} (40 ≤ t ≤ 63 mm)	335 MPa
Resistencia a rotura f_{tk} (3 ≤ t ≤ 100 mm)	470 MPa

CUADRO DE DOBLADO DE ARMADURA	
Doblado con mandriles de diámetro no inferior a:	
BARRAS	GANCHOS Y PATILLAS
CORRUGADAS	BARRAS DOBLADAS
B500 S - B500 SD	4 Ø 7 Ø 12 Ø 14 Ø

NOTAS: Cercos o estribos de diámetro ≥ 12mm podrán doblarse con diámetro = a los indicados. Para evitar la fricción, el diámetro empleado no deberá ser Ø16 a 3 ni a 3 mm.

CUADRO DE LONGITUDES DE ANCLAJE (m)	
POSICIÓN	Ø 8 Ø 12 Ø 16 Ø 20 Ø 25
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,40 0,55 0,75 0,95 1,15
Vertical o abajo (Pos. I)	0,30 0,45 0,60 0,70 0,90

HA-30	
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,40 0,55 0,75 0,95 1,40
Vertical o abajo (Pos. I)	0,30 0,45 0,60 0,70 1,05

CUADRO DE LONGITUDES DE SOLAPE (m)	
POSICIÓN	Ø 8 Ø 12 Ø 16 Ø 20 Ø 25
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75 1,10 1,50 1,85 2,30
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55 0,85 1,15 1,40 1,75

HA-30	
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75 1,10 1,50 1,85 2,80
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55 0,85 1,15 1,45 1,15

NOTAS: Las barras de las armaduras previstas por acciones o condiciones excepcionales, viento, nieve o sismo (o de fuego verificado), pueden cortarse, pero nunca todas las de una misma sección al mismo tiempo, disponiendo un solape igual al anclaje que corresponde. La disposición de una patilla en tracción, indica la longitud de anclaje en un 20%.

Las armaduras en tracción de una pieza lineal (rigida), no pueden cortarse sin permitir expresos de la D.F., que indicará el solape necesario (EHE-08, art 6.6.5.2.2) en cada caso. En compresión basta la longitud de anclaje.

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID CURSO 2015/2016

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE MADRID

PROYECTO FIN DE MÁSTER

ÁLVARO SIZA VIEIRA:
BIBLIOTECA PÚBLICA,
VIANA DO CASTELO (PORTUGAL)

LOCALIDAD DE CÁLCULO:
AYAMONTE, HUELVA
(ESPAÑA)

FORJADO
PLANTA PRIMERA 2

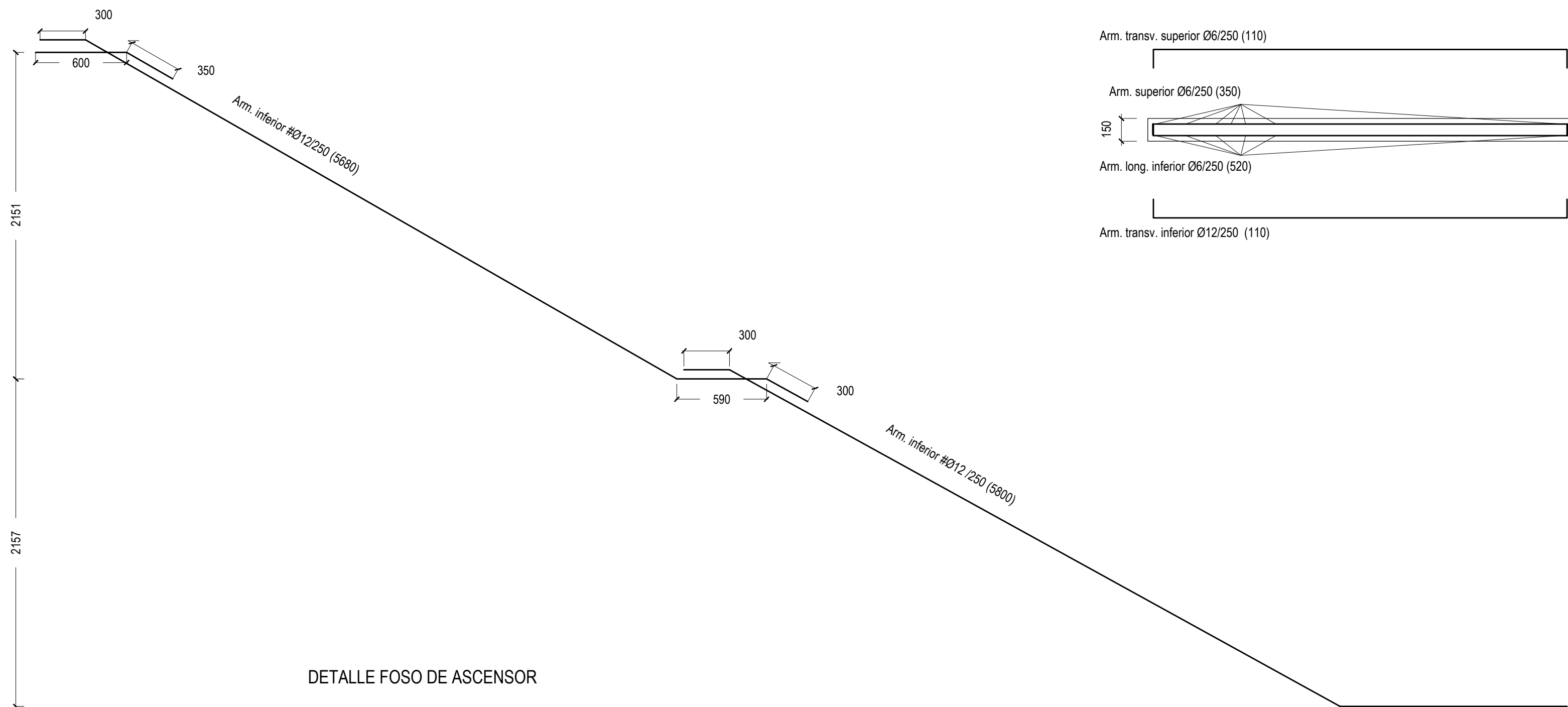
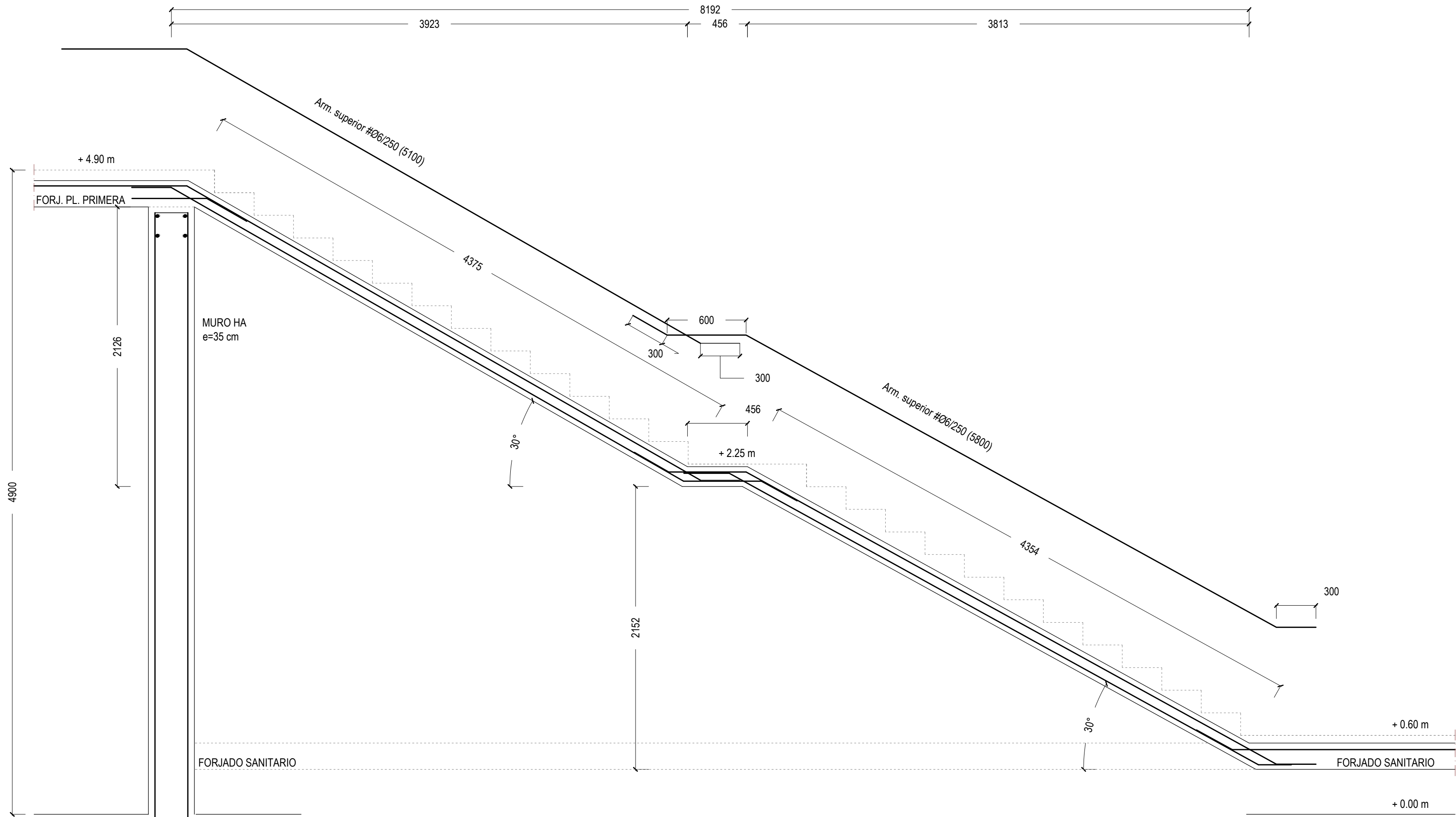
ESCALA:
1/100

PLANO:

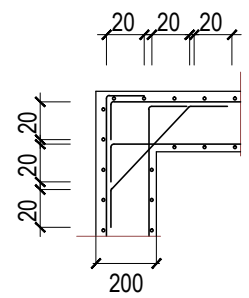
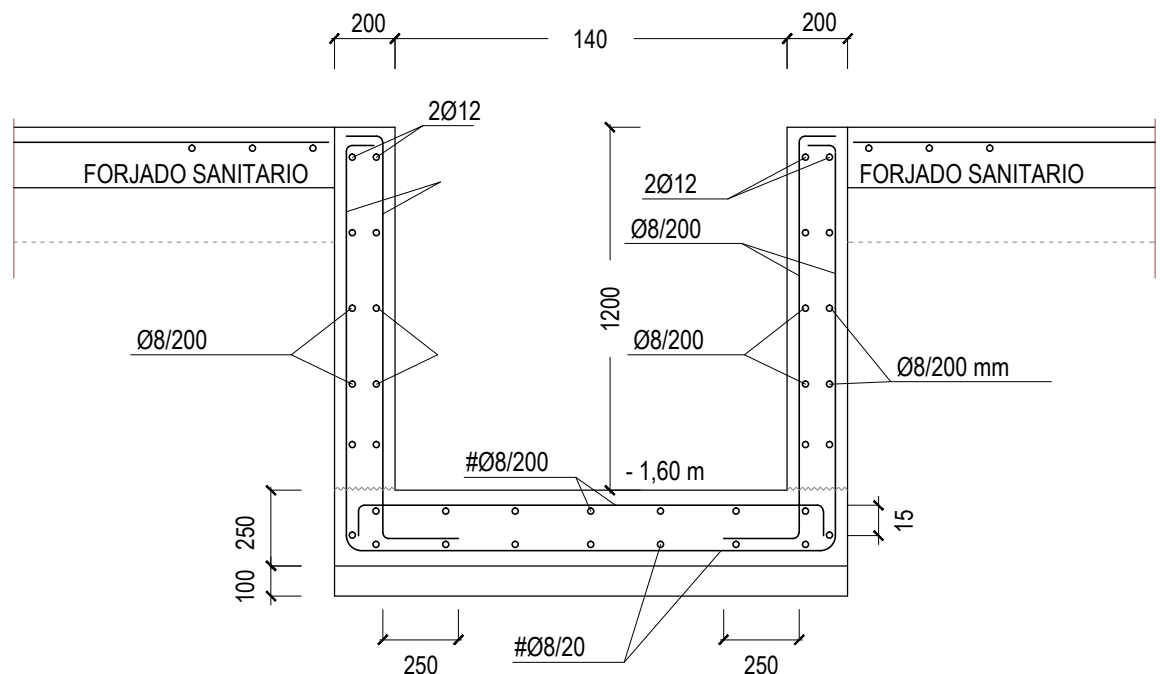
13

TUTOR:
ALUMNO:

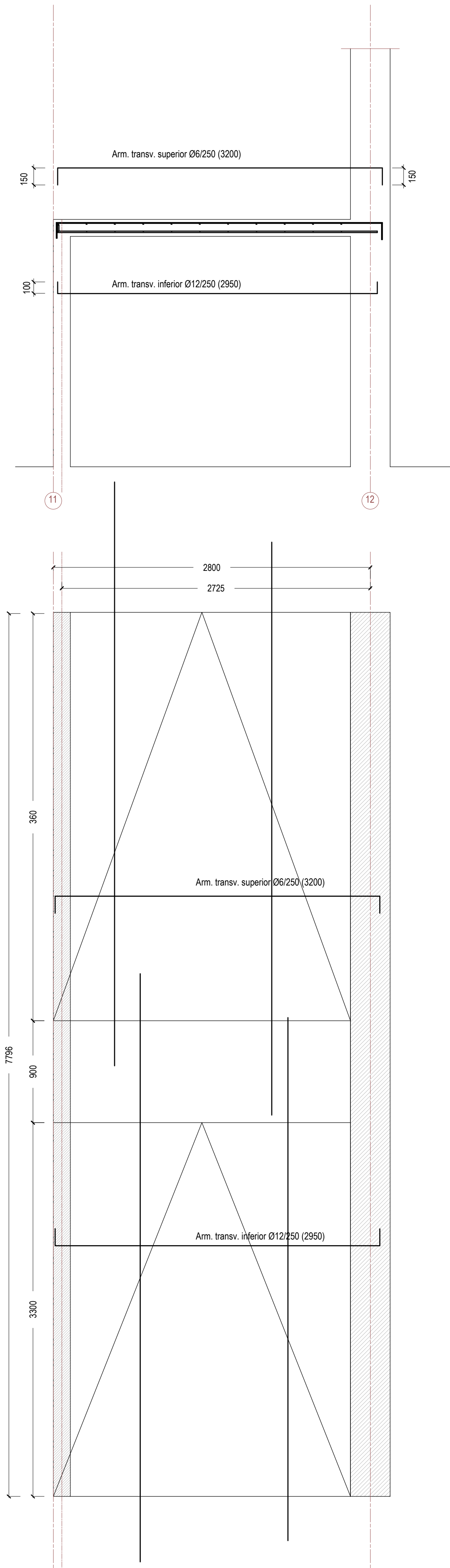
DR. ARQ. CERVERA BRAVO, JAIME
ARQ. NAVAS SÁNCHEZ, LAURA



DETALLE FOSO DE ASCENSOR



Esquema de los encuentros en las esquinas de las armaduras horizontales

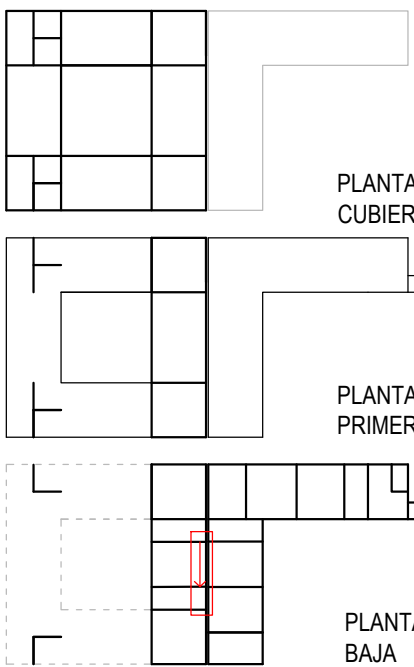


ESCALERA DE HORMIGÓN ARMADO

Losa resistente HA-30
Espesor : 150 mm
Hormigón: HA-30/B/20/IIIa

Peldaño de fábrica de ladrillo

ESCALERA



CIMENTACIÓN

COEFICIENTES DE SEGURIDAD MATERIALES (CTE-C)

ACERO DE MICROPILOTES			
ORDINARIA	1,15	1,05	1,50
ACCIDENTAL	1,00	1,05	1,30

ACCIONES (CTE-C)			
A. permanentes (G _k) - γ _G	ELU - efecto		ELS - efecto
	Desfavorable	Favorable	Desfavorable
A. permanentes (G _k) - γ _G	1,35	1,00	1,00
A. variables (Q _k) - γ _Q	1,50 *	0,00	1,00 *

*Cuando se considere, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplica el valor de combinación que procede del valor característico, reducido con el de simultaneidad (SE, apartado 4.2.2, tabla 4.2)

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES

ACERO DE MICROPILOTES	
Modulo de elasticidad E _s	210000 MPa
Modulo de cizalladura G	81000 MPa
ν coeficiente de Poisson	0,3
α coeficiente de dilatación termica	1,2E-5 °C ⁻¹ (-1)
ρ densidad	7850 kg/m ³

HORMIGÓN HA-30	
Denominación	CEMII/B-S-32,5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f _{ck}	30 MPa
Resistencia media a compresión f _{cm}	38 MPa
Modulo de elasticidad E _m	28500 MPa
Resistencia media a tracción f _{ctm}	2,03 MPa

COEFICIENTE DE SEGURIDAD DEL TERRENO (CTE-C)	
ORDINARIA	3,0
ACCIDENTAL	2,0

ESTRUCTURA			
COEFICIENTES DE SEGURIDAD MATERIALES (EHE-08)			
	ACERO DE ARMAR	ACERO	HORMIGÓN
ORDINARIA	1,15	1,05	1,50
ACCIDENTAL	1,00	1,05	1,30

ACCIONES (EHE-08)			
A. permanentes (G _k) - γ _G	ELU - efecto		ELS - efecto
	Desfavorable	Favorable	Desfavorable
A. permanentes (G _k) - γ _G	1,35	1,00	1,00
A. variables (Q _k) - γ _Q	1,50 *	0,00	1,00 *

*Cuando se considere, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplica el valor de combinación que procede del valor característico, reducido con el de simultaneidad (SE, apartado 4.2.2, tabla 4.2)

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES

ACERO DE POSTESADO Y1860S7	
Resistencia característica f _{tk}	1860 MPa
Tesado respecto de f _{tk} : 0.7 f _{tk}	1302 MPa
Modulo de elasticidad E _s	190000 MPa
Área de un tendón (12 torones)	1680 mm ²

HORMIGÓN HA 50	
Denominación	CEMII/A-D-S2,5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f _{ck}	50 MPa
Resistencia media a compresión f _{cm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E _m	30000 MPa
Resistencia media a tracción f _{ctm}	4,07 MPa

HORMIGÓN HP 50	
Denominación	CEMII/A-D-S2,5R MR
Recubrimiento mínimo	45 mm
Resistencia característica a compresión f _{ck}	50 MPa
Resistencia media a compresión f _{cm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E _m	33000 MPa
Resistencia media a tracción f _{ctm}	4,07 MPa

HORMIGÓN HA-30	
Denominación	CEMII/B-S-32,5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f _{ck}	30 MPa
Resistencia media a compresión f _{cm}	38 MPa
Modulo de elasticidad E _m	28500 MPa
Resistencia media a tracción f _{ctm}	2,03 MPa

ACERO DE ARMAR B500SD	
Resistencia característica f _{tk}	500 MPa
Resistencia a rotura f _{tk}	575 MPa
Modulo de elasticidad E _s	200000 MPa
Alargamiento de rotura (%)	≥ 16%
Relación f _{tk} /f _{tk}	1,15 ≤ f _{tk} /f _{tk} ≤ 1,35

ACERO DE PERFILES Y PLACAS	
Modulo de elasticidad E _s	210000 MPa
Modulo de cizalladura G	81000 MPa
ν coeficiente de Poisson	0,3
α coeficiente de dilatación termica	1,2E-5 °C ⁻¹ (-1)
ρ densidad	7850 kg/m ³

S 275 JR/JO/J2	
Resistencia característica f _{tk} (t ≤ 16 mm)	275 MPa
Resistencia característica f _{tk} (16 ≤ t ≤ 40 mm)	265 MPa
Resistencia característica f _{tk} (40 ≤ t ≤ 63 mm)	255 MPa
Resistencia a rotura f _{tk} (3 ≤ t ≤ 100 mm)	410 MPa

S 355 JR/JO/J2	
Resistencia característica f _{tk} (t ≤ 16 mm)	355 MPa
Resistencia característica f _{tk} (16 ≤ t ≤ 40 mm)	345 MPa
Resistencia característica f _{tk} (40 ≤ t ≤ 63 mm)	335 MPa
Resistencia a rotura f _{tk} (3 ≤ t ≤ 100 mm)	470 MPa

CUADRO DE DOBLADO DE ARMADURA

Doblado con mandriles de diámetro no inferior a:			
BARRAS	GANCHOS Y PATILLAS	BARRAS DOBLADAS	
CORRUGADAS	Ø < 20 mm	Ø ≥ 20 mm	Ø > 25 mm
B500 S - B500 SD	4 Ø	7 Ø	12 Ø

NOTAS: Cercos o rebabas de diámetro ≤ 12mm podrán doblarse con diámetro ≤ a los indicados. Para evitar la fluencia, el diámetro empleado no deberá ser Ø_h ≤ 3 ni a 3,2 cm.

CUADRO DE LONGITUDES DE ANCLAJE (m)	
POSICIÓN	Ø 8 Ø 12 Ø 16 Ø 20 Ø 25
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,40 0,55 0,75 0,95 1,15
Vertical o abajo (Pos. I)	0,30 0,45 0,60 0,70 0,90

HA-30	
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,40 0,55 0,75 0,95 1,40
Vertical o abajo (Pos. I)	0,30 0,45 0,60 0,70 1,05

CUADRO DE LONGITUDES DE SOLAPE (m)	
POSICIÓN	Ø 8 Ø 12 Ø 16 Ø 20 Ø 25
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75 1,10 1,50 1,85 2,30
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55 0,85 1,15 1,40 1,75

HA-30	
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75 1,10 1,50 1,85 2,80
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55 0,85 1,15 1,45 1,15

NOTAS: Las barras de las armaduras horizontales por encima o dentro de losas, rellenos o rellenos de forjado reforzado, pueden cortarse, pero nunca todas las de una misma sección al tiempo, dejando un solape igual al anclaje que correspondiera. La disposición de una parrilla en tracción, reduce la longitud de anclaje en un 20%.

Las armaduras en tracción de una parrilla (single), no pueden cortarse sin permiso expreso de la D.F., que indica el solape necesario (EHE-08, art 65.5.2.2) en cada caso. En compresión basta la longitud de anclaje.

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID CURSO 2015/2016

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE MADRID

PROYECTO FIN DE MÁSTER

ÁLVARO SIZA VIEIRA:
BIBLIOTECA PÚBLICA,
VIANA DO CASTELO (PORTUGAL)

LOCALIDAD DE CÁLCULO:
AYAMONTE, HUELVA
(ESPAÑA)

ARMADO ESCALERA
Y FOSO DE ASCENSOR

ESCALA:

1/25

PLANO:

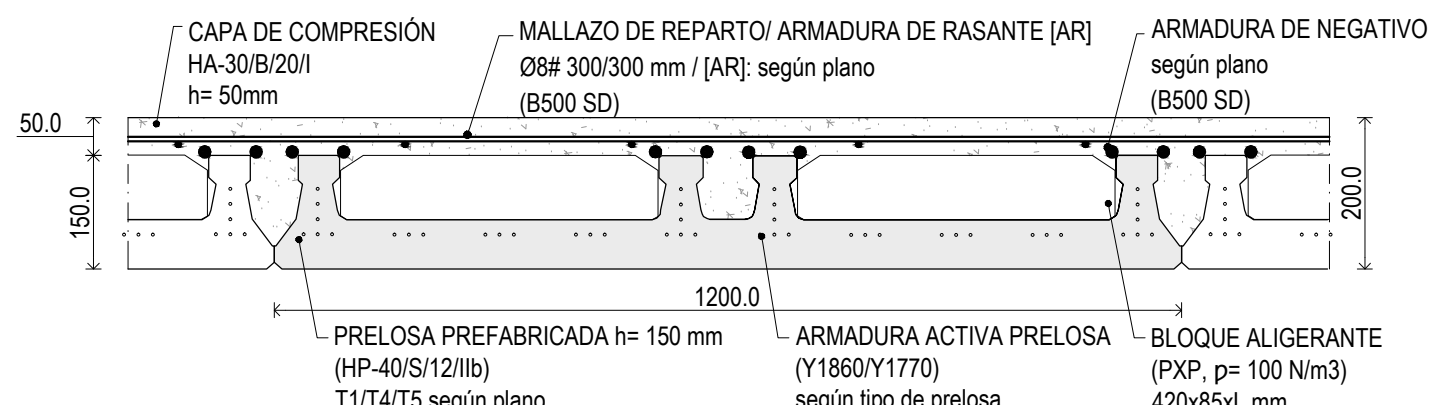
14

TUTOR:
ALUMNO:

DR. ARQ. CERVERA BRAVO, JAIME
ARQ. NAVAS SÁNCHEZ, LAURA



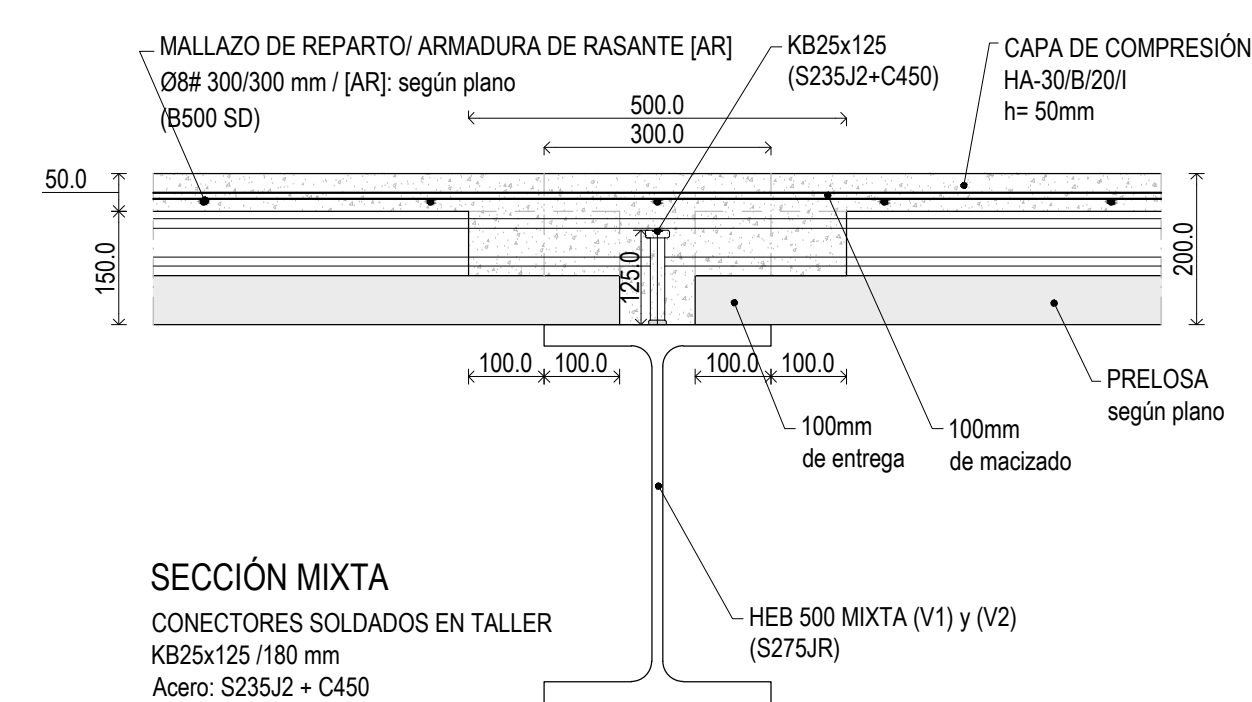
DETALLE FORJADO PLANTA CUBIERTA
E 1/10



FORJADO PLANTA CUBIERTA

PRELOSA PRETENSADA DE HORMIGÓN
(PREFABRICADOS LUFORT, S.L.)
+ CAPA DE COMPRESIÓN HORMIGÓN IN SITU
CANTO TOTAL = 15+5 cm
PESO PRELOSA = 1.95 kN/m²
PESO FORJADO = 3.5 kN/m²

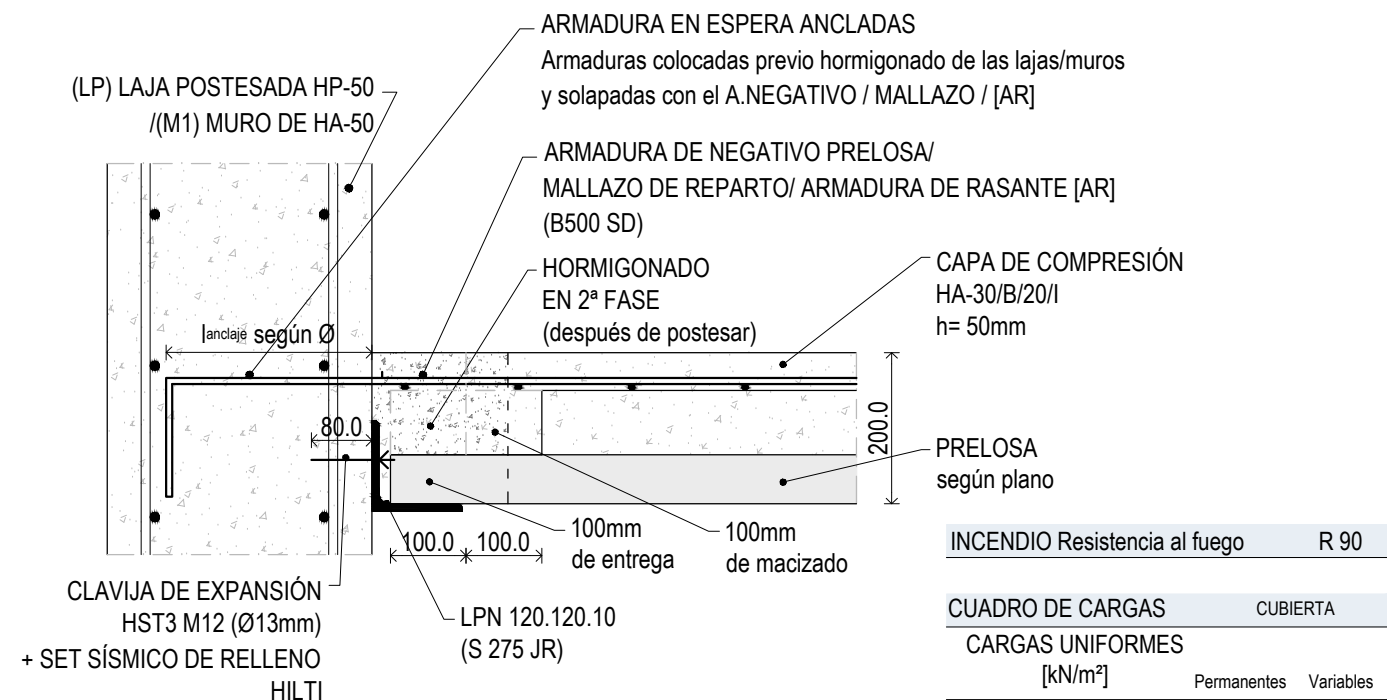
DETALLE SECCIÓN MIXTA
CONEXIÓN PRELOSA - PERFIL DE ACERO
1/10



SECCIÓN MIXTA

CONECTORES SOLDADOS EN TALLER
KB25x125 / 180 mm
Acero: S235J2 + C450

DETALLE CONEXIÓN PRELOSA - LP HP-50
1/10



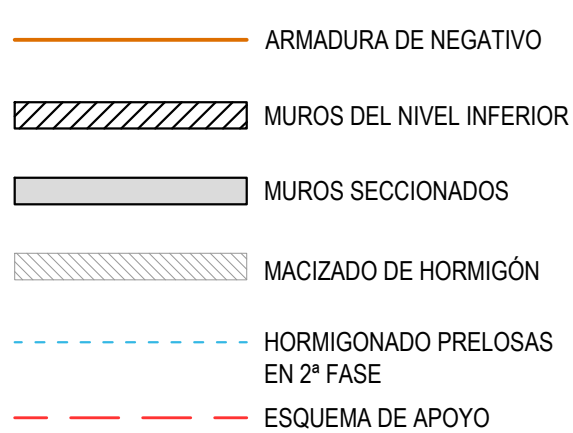
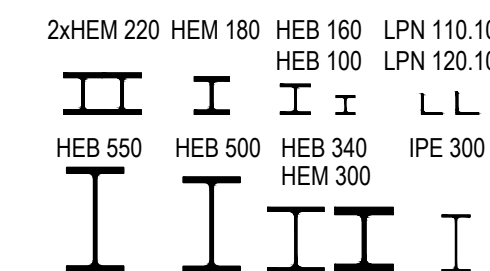
ESQUEMA ARMADURA RASANTE EN PLANTA
1/500



DETALLE VUELO

PLANO 08 ALZADO MUROS 2

PERFILES 1/25



ESTRUCTURA					
COEFICIENTES DE SEGURIDAD MATERIALES (EHE-08)					
	ACERO DE ARMAR		ACERO		HORMIGÓN
ORDINARIA	1,15		1,05		1,50
ACCIDENTAL	1,00		1,05		1,30
ACCIONES (EHE-08)					
	ELU - efecto		ELS - efecto		
	Desfavorable	Favorable	Desfavorable	Favorable	
A. permanentes (G) - γ _G	1,35	1,00	1,00	1,00	
A. variables (Q) - γ _Q	1,50 *	0,00	1,00 *	0,00	
*suma de variables, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplica el valor de combinación que produce el valor característico, reducido con el de simultaneidad (SE, apartado 4.22, tabla 4.2)					
CUADRO DE CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES					
ACERO DE POSTESADO Y1860S7					
Resistencia característica f _{yk}					1860 MPa
Tesado respecto de f _{yk} : 0.7 f _{yk}					1302 MPa
Modulo de elasticidad E _s					190000 MPa
Área de un tendón (12 torones)					1680 mm ²
HORMIGÓN HA 50					
Denominación	CEMII/A-D-52,5N MR				
Recurbimiento mínimo	40 mm				
Resistencia característica a compresión f _{yk}	50 MPa				
Resistencia media a compresión f _{cm}	58 MPa				
Modulo de elasticidad E _m	30000 MPa				
Resistencia media a tracción f _{ctm}	4,07 MPa				
HORMIGÓN HP 50					
Denominación	CEMII/A-D-52,5R MR				
Recurbimiento mínimo	45 mm				
Resistencia característica a compresión f _{yk}	50 MPa				
Resistencia media a compresión f _{cm}	58 MPa				
Modulo de elasticidad E _m	30000 MPa				
Resistencia media a tracción f _{ctm}	4,07 MPa				
HORMIGÓN HA-30					
Denominación	CEMII/B-S-32,5N MR				
Recurbimiento mínimo	40 mm				
Resistencia característica a compresión f _{yk}	30 MPa				
Resistencia media a compresión f _{cm}	38 MPa				
Modulo de elasticidad E _m	28500 MPa				
Resistencia media a tracción f _{ctm}	2,03 MPa				
ACERO DE ARMAR B500SD					
Resistencia característica f _{yk}	500 MPa				
Resistencia a rotura f _{tk}	575 MPa				
Modulo de elasticidad E _s	200000 MPa				
Alargamiento de rotura (%)	≥ 16%				
Relación f _{tk} /f _{yk}	1,15 sfs/fys 1,35				
ACERO DE PERFILES Y PLACAS					
Modulo de elasticidad E _s	210000 MPa				
Modulo de cizalladura G	81000 MPa				
ν coeficiente de Poisson	0,3				
α coeficiente de dilatación térmica	1,2E-5 °C ⁻¹ (-1)				
ρ densidad	7850 kg/m ³				
S 275 JR/JQ/J2					
Resistencia característica f _{yk} (t ≤ 16 mm)	275 MPa				
Resistencia característica f _{yk} (16 ≤ t ≤ 40 mm)	265 MPa				
Resistencia característica f _{yk} (40 ≤ t ≤ 63 mm)	255 MPa				
Resistencia a tracción f _{yk} (3 ≤ t ≤ 100 mm)	410 MPa				
S 355 JR/JQ/J2					
Resistencia característica f _{yk} (t ≤ 16 mm)	355 MPa				
Resistencia característica f _{yk} (16 ≤ t ≤ 40 mm)	345 MPa				
Resistencia característica f _{yk} (40 ≤ t ≤ 63 mm)	335 MPa				
Resistencia a tracción f _{yk} (3 ≤ t ≤ 100 mm)	470 MPa				
CUADRO DE DOBLADO DE ARMADURA					
Doblado con mandriles de diámetro no inferior a:					
BARRAS	GANCHOS Y PATILLAS				BARRAS DOBLADAS
CORRUGADAS	Ø < 20 mm		Ø ≥ 20 mm		Ø < 25 mm
B500 S - B500 SD	4 Ø		7 Ø		12 Ø 14 Ø
NOTAS: - Cercos o armazones de diámetro < 12mm podrán doblarse con diámetro < a los indicados. - Para evitar la fluencia, el diámetro empleado no deberá ser ØR + 3 ni a 3 mm.					
CUADRO DE LONGITUDES DE ANCLAJE (m)					
POSICIÓN	Ø 8	Ø 12	Ø 16	Ø 20	Ø 25
HA/HP-50					
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,40	0,55	0,75	0,95	1,15
Vertical o abajo (Pos. I)	0,30	0,45	0,60	0,70	0,90
HA-30					
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,40	0,55	0,75	0,95	1,40
Vertical o abajo (Pos. I)	0,30	0,45	0,60	0,70	1,05
CUADRO DE LONGITUDES DE SOLAPE (m)					
POSICIÓN	Ø 8	Ø 12	Ø 16	Ø 20	Ø 25
HA/HP-50					
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75	1,10	1,50	1,85	2,30
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55	0,85	1,15	1,40	1,75
HA-30					
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75	1,10	1,50	1,85	2,80
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55	0,85	1,15	1,45	1,15
NOTAS: - Las cotas de las armaduras dadas por sección o cortante, tranchos, nudos, bases o nervios de forjado reforzados, pueden cortarse, pero nunca toda sea de una misma sección al tiempo, disponiendo un solape igual al anclaje que corresponde. La disposición de una patilla en tracción, reduce la longitud de anclaje en un 30%. - Las armaduras en tracción de una pila (traviesas), no pueden cortarse sin permitir expresos de la D.F., que indicará el solape necesario (EHE-08, art 65.5.2.2) en cada caso. En compresión basta la longitud de anclaje.					
TÉCNICA DE MADRID CURSO 2015/2016					
R DE ARQUITECTURA DE MADRID					
LOCALIDAD DE CÁLCULO:					
AYAMONTE, HUELVA					
(ESPAÑA)					
ESCALA: PLANO:					
1/100 15					
ERA BRAVO, JAIME					
SÁNCHEZ, LAURA					

MUROS PANTALLA EN L
LAPA POSTESADA B (LP B)
E 1/50

PLANTA BAJA Y CIMENTACIÓN
E 1/100

TRAZADO DE TENDONES Y ARMADO
LAJA POSTESADA B (LP.B)
E 1/100

DETALLE LAJA POSTESADA B
SECCIÓN 3-3' (MÁX EXCENTRICIDAD)
E 1/20

PROCESO DE EJECUCIÓN

1. Ejecución de todos los elementos estructurales con las lajas apedadas. Las prelosas del forjado de planta primera presentarán los huecos necesarios para poder mantener los apeos de las lajas. No se hormigonarán en esta fase los bordes de las prelosas que están prescritas en plano como hormigonado en 2ª fase.
2. Desencofrado y postesado de las lajas según orden de tesado (situación de vacío).
3. Segunda fase de hormigonado.
4. Ejecución de los elementos constructivos del edificio.

ORDEN DE TESADO

Los tendones se tesarán uno tras otro sucesivamente de forma que haya el mismo número tesado en todas las lajas. Se tesará un tendón de cada laja hasta completar todas las lajas, y se volverá a iniciar el orden de tesado en el siguiente tendón. No se tesará el segundo tendón de cualquier laja hasta que el resto tenga el mismo número de tendones tesados (hasta alcanzar el máximo de cada laja). En primer lugar se tesará el tendón de máxima excentricidad. En caso de duda o situación no indicada expresamente en plano o pliego de condiciones se consultará inmediatamente a la dirección facultativa, quedando paralizado el proceso hasta que se reciban las instrucciones pertinentes.

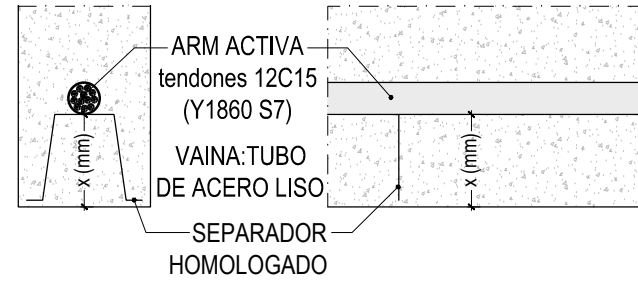
- 1º: LP. A
- 2º: LP. B
- 3º: LP. C
- 4º: LP. D
- 5º: LP. E
- 6º: LP. F

ANCLAJES ACTIVOS

GATO: K350 C (FREYSSINET)
TIPO DE TENDÓN: 12C15 (FREYSSINET)
TIPO DE CORDÓN: Y 1860 S7
ALARGAMIENTO PREVISTO: 7 %
MÁXIMA PENETRACIÓN DE CUÑA: 6 mm
COEF. DE ROZAM. EN CURVA: $\mu = 0,16$
COEF. DE ROZAM. PARÁSITO: $K = 0,007 \text{ 1/m}$
RESIST. MÍNIMA DEL HP-50 AL TESAR: 30 N/mm²
CONTROL: NORMAL
VAINA: TUBO DE ACERO LISO $\varnothing_{ext} = 85 \text{ mm}$ (FREYSSINET)
DIMENSIÓN TROMPETA: 240 x 200 mm

ARMADO ANCLAJE según detalle (D AA):
- ESPIRA HELICOIDAL (FeE 235)
7 \varnothing 14/50 mm ($\varnothing_{ext} = 260 \text{ mm}$)
- ENTRAMADO COMPLEMENTARIO (B 500 SD)
3 \varnothing 14/240 mm

* Cotas referidas al punto inferior de los tendones.



* Tolerancias en obra: $\pm 5 \text{ mm}$

ESTRUCTURA			
COEFICIENTES DE SEGURIDAD MATERIALES (EHE-08)			
	ACERO DE ARMAR	ACERO	HORMIGÓN
ORDINARIA	1,15	1,05	1,50
ACCIDENTAL	1,00	1,05	1,30

ACCIONES (EHE-08)			ELU - efecto	ELS - efecto
			Desfavorable	Favorable
A. permanentes (G ₁) - γ_{G1}	1,35	1,00	1,00	1,00
A. variables (Q ₁) - γ_{Q1}	1,50*	0,00	1,00*	0,00

*Cuenta de considerarse, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplica el valor de combinación que provenga del valor característico, reducido con el de simultaneidad (SE, apartado 4.22, tabla 4.2).

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES

ACERO DE POSTESADO Y1860S7	
Resistencia característica f_{tk}	1860 MPa
Tesado respecto de f_{tk} : 0.7 f_{tk}	1302 MPa
Modulo de elasticidad E_{tk}	190000 MPa
Área de un tendón (12 torones)	1680 mm ²

HORMIGÓN HA 50	
Denominación	CEMII/A-D-S2,5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f_{tk}	50 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E_{tk}	30000 MPa
Resistencia media a tracción f_{tk}	4,07 MPa

HORMIGÓN HP 50	
Denominación	CEMII/A-D-S2,5R MR
Recubrimiento mínimo	45 mm
Resistencia característica a compresión f_{tk}	50 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E_{tk}	33000 MPa
Resistencia media a tracción f_{tk}	4,07 MPa

HORMIGÓN HA-30	
Denominación	CEMII/B-S-32,5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f_{tk}	30 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}	38 MPa
Modulo de elasticidad E_{tk}	28500 MPa
Resistencia media a tracción f_{tk}	2,03 MPa

ACERO DE ARMAR B500SD	
Resistencia característica f_{tk}	500 MPa
Resistencia a rotura f_{tk}	575 MPa
Modulo de elasticidad E_{tk}	200000 MPa
Alargamiento de rotura (%)	$\geq 16\%$
Relación f_{tk}/f_{tk}	1,15 $\leq f_{tk}/f_{tk} \leq 1,35$

ACERO DE PERFILES Y PLACAS	
Modulo de elasticidad E_{tk}	210000 MPa
Modulo de cizalladura G	81000 MPa
v coeficiente de Poisson	0,3
α coeficiente de dilatación térmica	1,2E-5 °C ⁻¹ (-1)
ρ densidad	7850 kg/m ³

S 275 JR/JQ/J2	
Resistencia característica f_{tk} (t $\leq 16 \text{ mm}$)	275 MPa
Resistencia característica f_{tk} (16 $\leq t \leq 40 \text{ mm}$)	265 MPa
Resistencia característica f_{tk} (40 $\leq t \leq 63 \text{ mm}$)	255 MPa
Resistencia a rotura f_{tk} (3 $\leq t \leq 100 \text{ mm}$)	410 MPa

S 355 JR/JQ/J2	
Resistencia característica f_{tk} (t $\leq 16 \text{ mm}$)	355 MPa
Resistencia característica f_{tk} (16 $\leq t \leq 40 \text{ mm}$)	345 MPa
Resistencia característica f_{tk} (40 $\leq t \leq 63 \text{ mm}$)	335 MPa
Resistencia a rotura f_{tk} (3 $\leq t \leq 100 \text{ mm}$)	470 MPa

CUADRO DE DOBLADO DE ARMADURA			
Doblado con mandriles de diámetro no inferior a:			
BARRAS	GANCHOS Y PATILLAS	BARRAS DOBLADAS	
CORRUGADAS	$\varnothing < 20 \text{ mm}$	$\varnothing \geq 20 \text{ mm}$	$\varnothing \leq 25 \text{ mm}$ $\varnothing > 25 \text{ mm}$
B500 S - B500 SD	4 \varnothing	7 \varnothing	12 \varnothing 14 \varnothing

NOTAS: - Cercos o rebabas de diámetro $\leq 12 \text{ mm}$ podrán doblarse con diámetro $\leq a$ los indicados.
- Para evitar la fatiga, el diámetro empleado no deberá ser ≥ 10 a 3 mm.

CUADRO DE LONGITUDES DE ANCLAJE (m)					
POSICIÓN	$\varnothing 8$	$\varnothing 12$	$\varnothing 16$	$\varnothing 20$	$\varnothing 25$
HA/HP-50					
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,40	0,55	0,75	0,95	1,15
Vertical o abajo (Pos. I)	0,30	0,45	0,60	0,70	0,90

HA-30					
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,40	0,55	0,75	0,95	1,40
Vertical o abajo (Pos. I)	0,30	0,45	0,60	0,70	1,05

CUADRO DE LONGITUDES DE SOLAPE (m)					
POSICIÓN	$\varnothing 8$	$\varnothing 12$	$\varnothing 16$	$\varnothing 20$	$\varnothing 25$
HA/HP-50					
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75	1,10	1,50	1,85	2,30
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55	0,85	1,15	1,40	1,75

HA-30					
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75	1,10	1,50	1,85	2,80
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55	0,85	1,15	1,45	1,15

NOTAS: - Las cotas de los armadillos expresadas por secciones (cuadrados, rectángulos, triángulos o triángulos invertidos) pueden variarse, pero nunca todas las de una misma sección al tiempo, disponiendo un solape igual al anclaje que corresponda. La disposición de una patilla en tracción, reduce la longitud de anclaje en un 30%.
- Las armaduras en tracción de una pieza (steel jacking), no pueden cortarse sin permiso expreso de la D.F., que indique el solape necesario (EHE-08, art 69.5.2.2) en cada caso. En compresión basta la longitud de anclaje.

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID CURSO 2015/2016

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE MADRID

PROYECTO FIN DE MÁSTER

ÁLVARO SIZA VIEIRA:
BIBLIOTECA PÚBLICA,
VIANA DO CASTELO (PORTUGAL)

LOCALIDAD DE CÁLCULO:
AYAMONTE, HUELVA
(ESPAÑA)

MUROS PANTALLA EN L 1
(LP B)

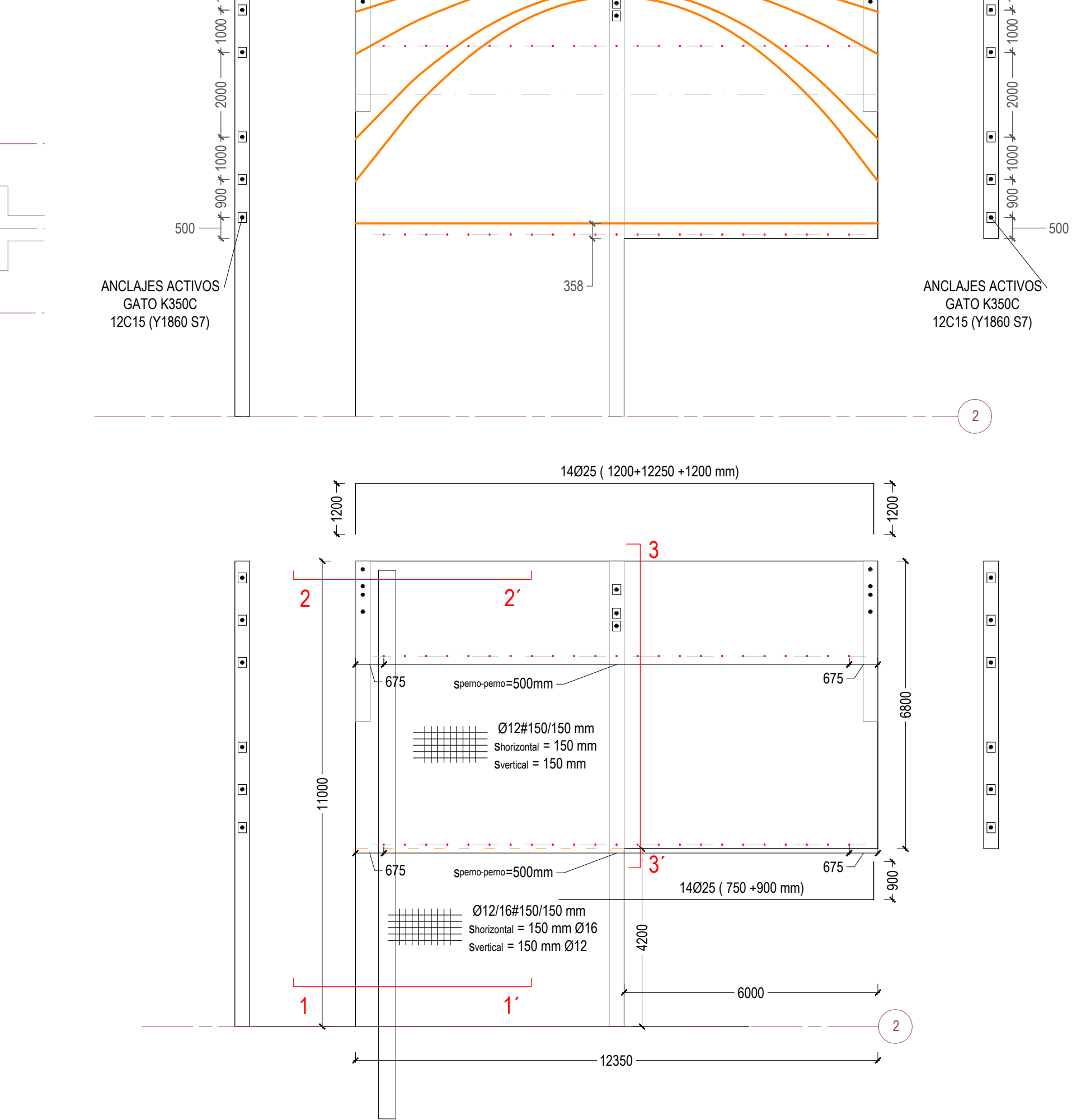
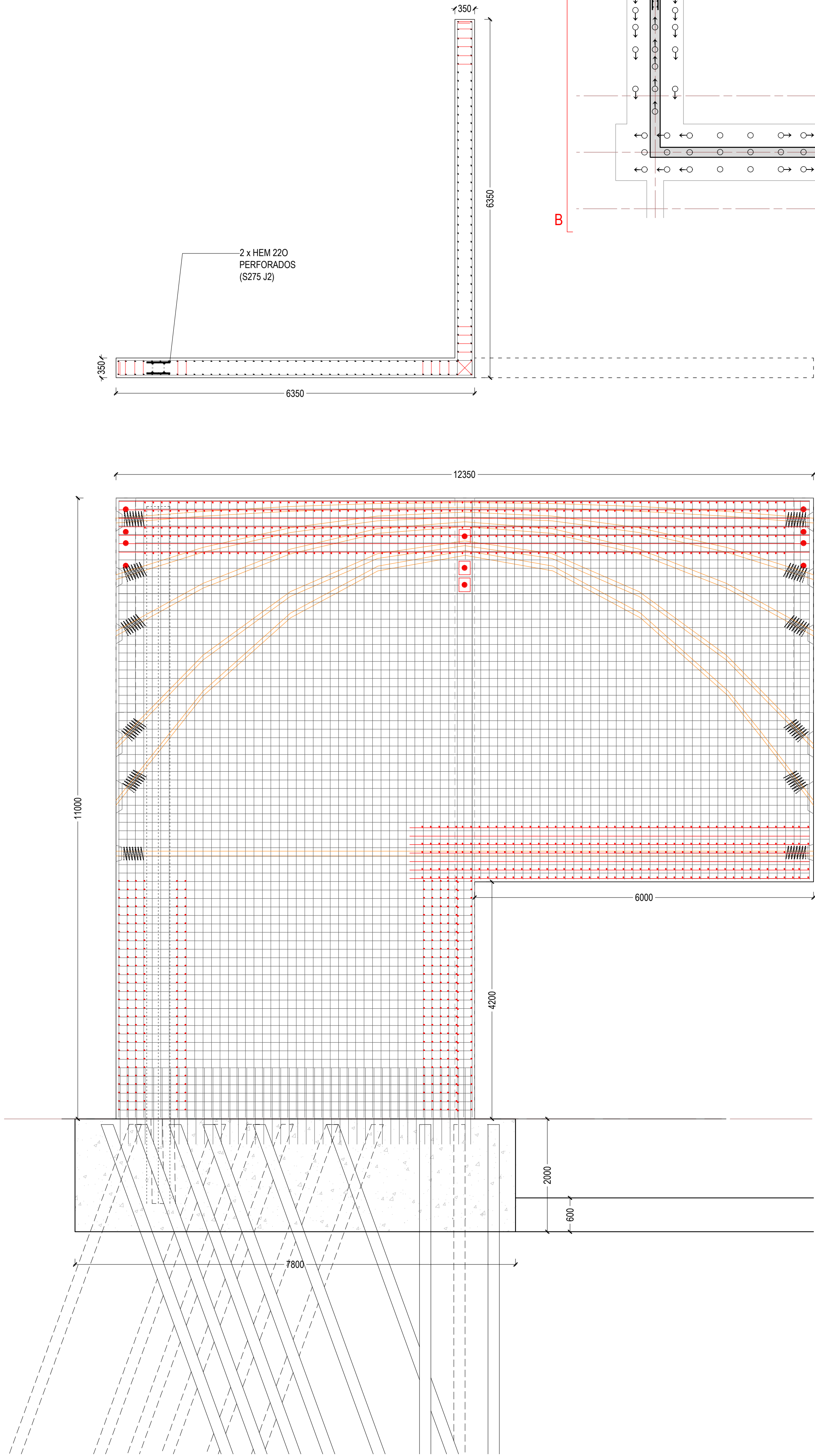
ESCALA:
1/100

PLANO:

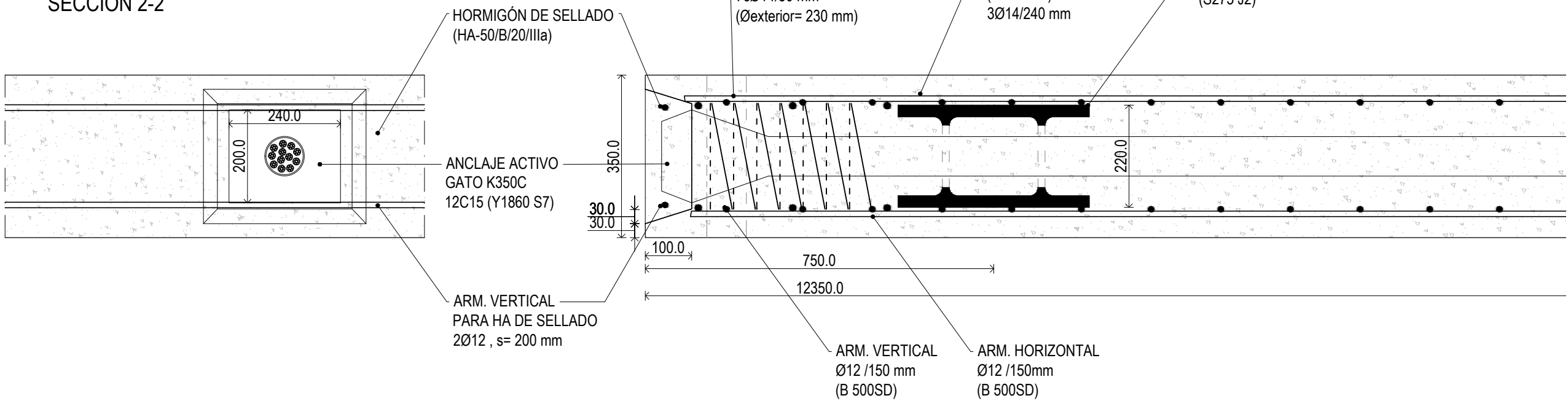
16

TUTOR:
ALUMNO:

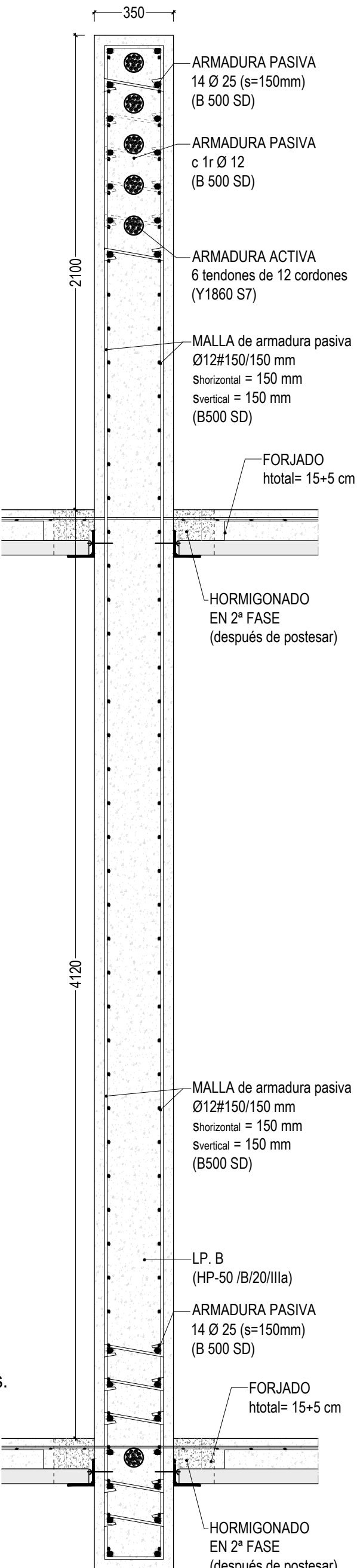
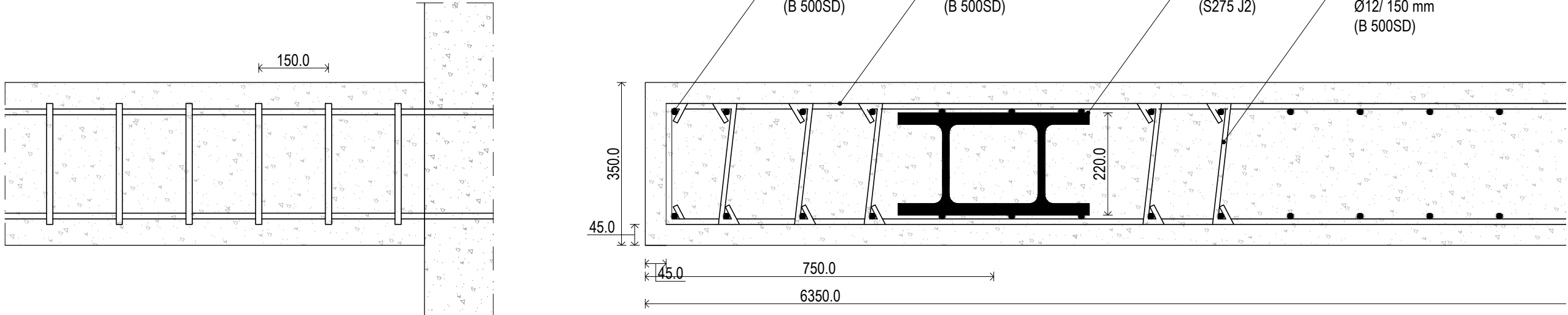
DR. ARQ. CERVERA BRAVO, JAIME
ARQ. NAVAS SÁNCHEZ, LAURA



DETALLE MUROS EN L (ML)
E 1/10
SECCIÓN 2-2'



SECCIÓN 1-1'



MUROS EN L
E 1/50

PLANTA BAJA Y CIMENTACIÓN
E 1/100

TRAZADO DE TENDONES Y ARMADO
LAJA POSTESADA F (LP.F)
E 1/100

DETALLE LAJA POSTESADA F
SECCIÓN CENTRAL
E 1/20

PROCESO DE EJECUCIÓN

1. Ejecución de todos los elementos estructurales con las lajas apedadas. Las prelosas del forjado de planta primera presentarán los huecos necesarios para poder mantener los pesos de las lajas. No se hormigonarán en esta fase los bordes de las prelosas que están prescritas en plano como hormigonado en 2ª fase.
2. Desencofrado y postesado de las lajas según orden de tesado (situación de vacío).
3. Segunda fase de hormigonado.
4. Ejecución de los elementos constructivos del edificio.

ORDEN DE TESADO

Los tendones se tesarán uno tras otro sucesivamente de forma que haya el mismo número tesado en todas las lajas. Se tesará un tendón de cada laja hasta completar todas las lajas, y se volverá a iniciar el orden de tesado en el siguiente tendón. No se tesará el segundo tendón de cualquier laja hasta que el resto tenga el mismo número de tendones tesados (hasta alcanzar el máximo de cada laja). En primer lugar se tesará el tendón de máxima excentricidad. En caso de duda o situación no indicada expresamente en plano o pliego de condiciones se consultará inmediatamente a la dirección facultativa, quedando paralizado el proceso hasta que se reciban las instrucciones pertinentes.

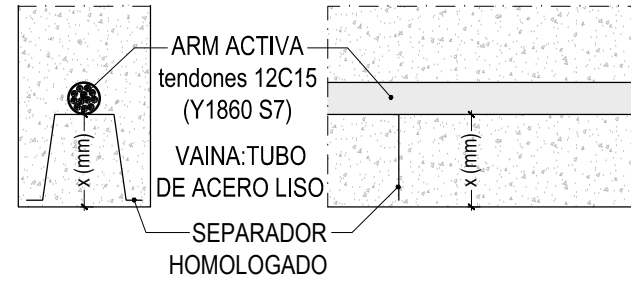
- 1º. LP. A
- 2º. LP. B
- 3º. LP. C
- 4º. LP. D
- 5º. LP. E
- 6º. LP. F

ANCLAJES ACTIVOS

GATO: K350 C (FREYSSINET)
TIPO DE TENDÓN: 12C15 (FREYSSINET)
TIPO DE CORDÓN: Y 1860 S7
ALARGAMIENTO PREVISTO: 7 %
MÁXIMA PENETRACIÓN DE CUÑA: 6 mm
COEF. DE ROZAM. EN CURVA: $\mu = 0,16$
COEF. DE ROZAM. PARÁSITO: $K = 0,007 \text{ 1/m}$
RESIST. MÍNIMA DEL HP-50 AL TESAR: 30 N/mm²
CONTROL: NORMAL
VAINA: TUBO DE ACERO LISO $\varnothing_{ext} = 85 \text{ mm}$ (FREYSSINET)
DIMENSIÓN TROMPETA: 240 x 200 mm

ARMADO ANCLAJE según detalle (D AA):
- ESPIRA HELICOIDAL (FeE 235)
7cØ14/50 mm ($\varnothing_{ext} = 260 \text{ mm}$)
- ENTRAMADO COMPLEMENTARIO (B 5000 SD)
3Ø14/240 mm

* Cotas referidas al punto inferior de los tendones.



* Tolerancias en obra: $\pm 5 \text{ mm}$

ESTRUCTURA			
COEFICIENTES DE SEGURIDAD MATERIALES (EHE-08)			
	ACERO DE ARMAR	ACERO	HORMIGÓN
ORDINARIA	1,15	1,05	1,50
ACCIDENTAL	1,00	1,05	1,30

ACCIONES (EHE-08)	ELU - efecto		ELS - efecto	
	Desfavorable	Favorable	Desfavorable	Favorable
A. permanentes (G ₁) - γ_{G1}	1,35	1,00	1,00	1,00
A. variables (Q ₁) - γ_{Q1}	1,50*	0,00	1,00*	0,00

*Cuando se considere, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplicará el valor de combinación que proceda del valor característico, reducido con el de simultaneidad (SE, apartado 4.22, tabla 4.2).

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES

ACERO DE POSTESADO Y1860S7	
Resistencia característica f_{tk}	1860 MPa
Tesado respecto de f_{tk} : 0.7 f_{tk}	1302 MPa
Modulo de elasticidad E_{tk}	190000 MPa
Área de un tendón (12 torones)	1680 mm ²

HORMIGÓN HA 50	
Denominación	CEMII/A-D-S2,5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f_{tk}	50 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E_{tk}	30000 MPa
Resistencia media a tracción f_{tk}	4,07 MPa

HORMIGÓN HP 50	
Denominación	CEMII/A-D-S2,5R MR
Recubrimiento mínimo	45 mm
Resistencia característica a compresión f_{tk}	50 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E_{tk}	33000 MPa
Resistencia media a tracción f_{tk}	4,07 MPa

HORMIGÓN HA-30	
Denominación	CEMII/B-S-32,5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f_{tk}	30 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}	38 MPa
Modulo de elasticidad E_{tk}	28500 MPa
Resistencia media a tracción f_{tk}	2,03 MPa

ACERO DE ARMAR B500SD	
Resistencia característica f_{tk}	500 MPa
Resistencia a rotura f_{tk}	575 MPa
Modulo de elasticidad E_{tk}	200000 MPa
Alargamiento de rotura (%)	$\geq 16\%$
Relación f_{tk}/f_{tk}	1,15 $\leq f_{tk}/f_{tk} \leq 1,35$

ACERO DE PERFILES Y PLACAS	
Modulo de elasticidad E_{tk}	210000 MPa
Modulo de cizalladura G	81000 MPa
ν coeficiente de Poisson	0,3
α coeficiente de dilatación térmica	1,2E-5 °C ⁻¹ (-1)
ρ densidad	7850 kg/m ³

S 275 JR/JO/J2	
Resistencia característica f_{tk} ($t \leq 16 \text{ mm}$)	275 MPa
Resistencia característica f_{tk} ($16 \leq t \leq 40 \text{ mm}$)	265 MPa
Resistencia característica f_{tk} ($40 \leq t \leq 63 \text{ mm}$)	255 MPa
Resistencia a rotura f_{tk} ($3 \leq t \leq 100 \text{ mm}$)	410 MPa

S 355 JR/JO/J2	
Resistencia característica f_{tk} ($t \leq 16 \text{ mm}$)	355 MPa
Resistencia característica f_{tk} ($16 \leq t \leq 40 \text{ mm}$)	345 MPa
Resistencia característica f_{tk} ($40 \leq t \leq 63 \text{ mm}$)	335 MPa
Resistencia a rotura f_{tk} ($3 \leq t \leq 100 \text{ mm}$)	470 MPa

CUADRO DE DOBLADO DE ARMADURA

Doblado con mandriles de diámetro no inferior a:			
BARRAS	GANCHOS Y PATILLAS	BARRAS DOBLADAS	
CORRUGADAS	$\varnothing < 20 \text{ mm}$ $\varnothing \geq 20 \text{ mm}$	$\varnothing \leq 25 \text{ mm}$ $\varnothing > 25 \text{ mm}$	
B500 S - B500 SD	4 Ø 7 Ø 12 Ø 14 Ø		

NOTAS: - Cercos o rebosos de diámetro $\geq 12 \text{ mm}$ podrán doblarse con diámetro \geq a los indicados.
- Para evitar la fatiga, el diámetro empleado no deberá ser ≥ 16 a 3 ni ≥ 3 ni ≥ 3 .

CUADRO DE LONGITUDES DE ANCLAJE (m)						
POSICIÓN	Ø 8	Ø 12	Ø 16	Ø 20	Ø 25	
						HA/HP-50
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,40	0,55	0,75	0,95	1,15	
Vertical o abajo (Pos. I)	0,30	0,45	0,60	0,70	0,90	
						HA-30
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,40	0,55	0,75	0,95	1,40	
Vertical o abajo (Pos. I)	0,30	0,45	0,60	0,70	1,05	

CUADRO DE LONGITUDES DE SOLAPE (m)						
POSICIÓN	Ø 8	Ø 12	Ø 16	Ø 20	Ø 25	
						HA/HP-50
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75	1,10	1,50	1,85	2,30	
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55	0,85	1,15	1,40	1,75	
						HA-30
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75	1,10	1,50	1,85	2,80	
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55	0,85	1,15	1,45	1,15	

NOTAS: - Las cotes de los armadillos, excepto por accesorio o conexión, cuando, en caso de forjado reforzado, pueden cortarse, pero nunca hasta sea de una misma sección al tiempo, dejando un solape igual al indicado que corresponda. La disposición de una parrilla en tracción, reduce la longitud de anclaje en un 30%.
- Las armaduras en tracción de una pieza (nivel integral), no pueden cortarse sin permiso expreso de la D.F., que indique el solape necesario (EHE-08, art 65.5.2.2) en cada caso. En compresión basta la longitud de anclaje.

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID CURSO 2015/2016

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE MADRID

PROYECTO FIN DE MÁSTER

ÁLVARO SIZA VIEIRA:
BIBLIOTECA PÚBLICA,
VIANA DO CASTELO (PORTUGAL)

LOCALIDAD DE CÁLCULO:
AYAMONTE, HUELVA
(ESPAÑA)

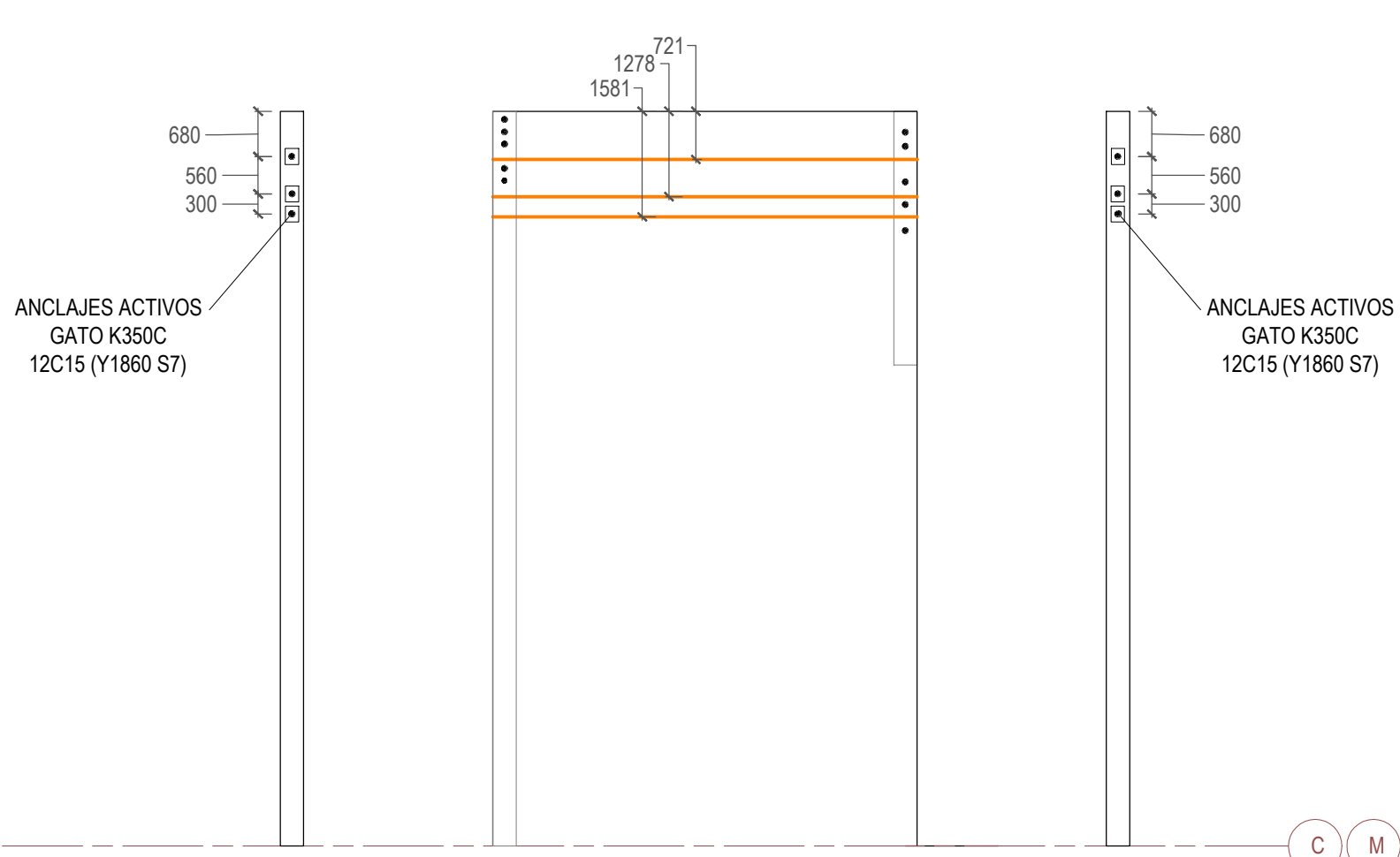
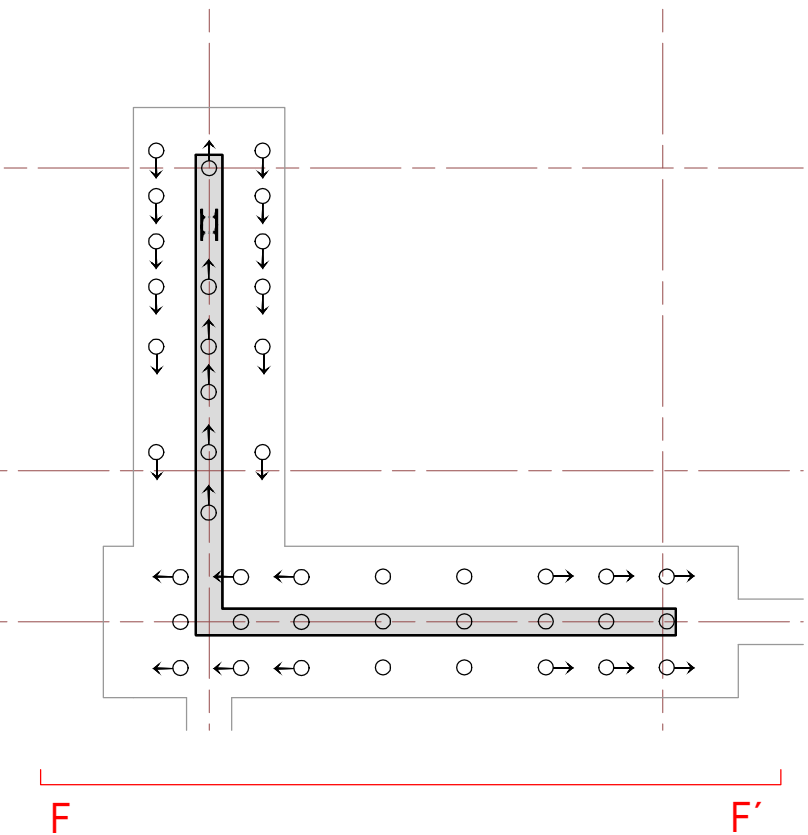
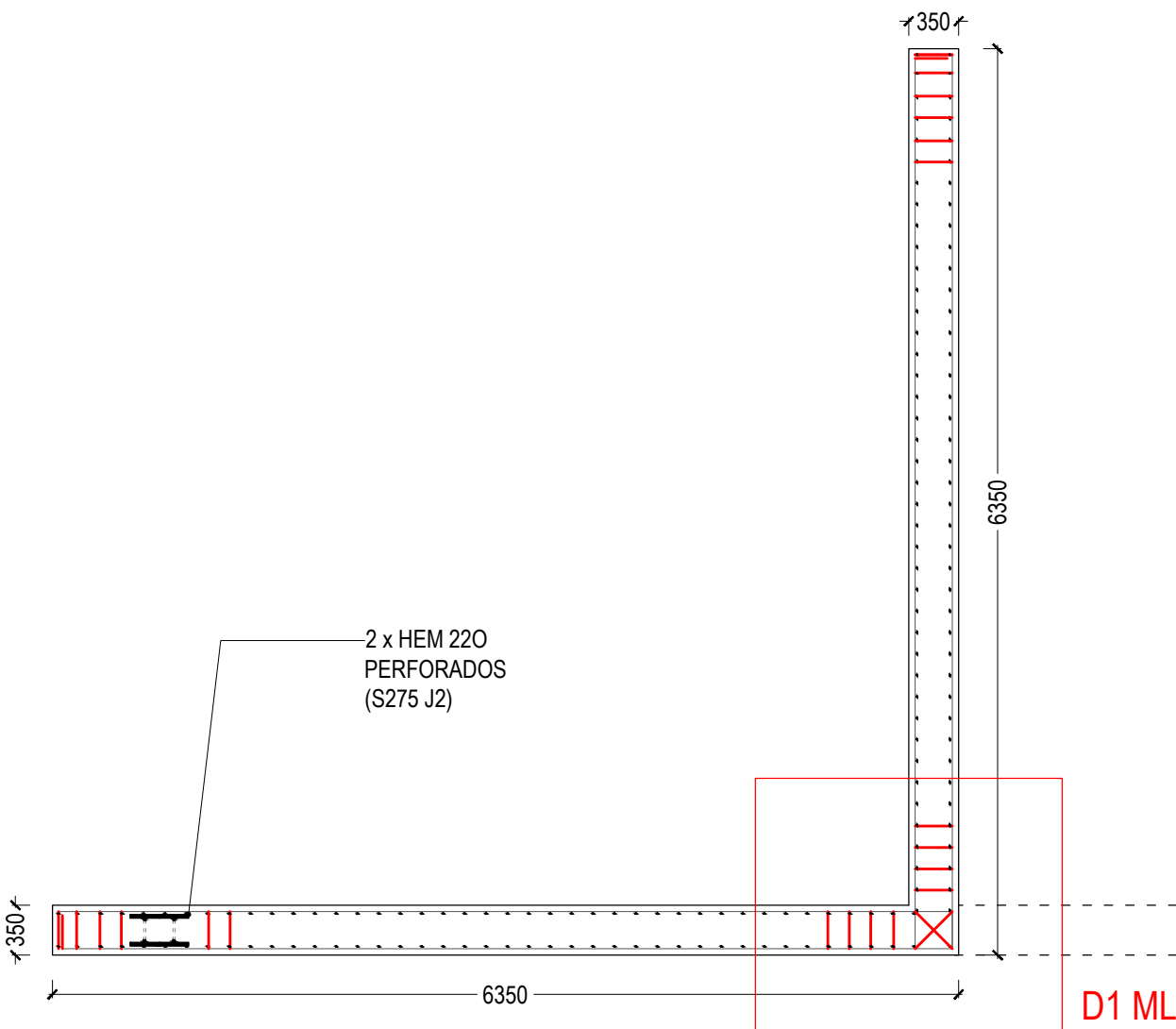
MUROS PANTALLA EN L 2
(LP F)

ESCALA:
1/100

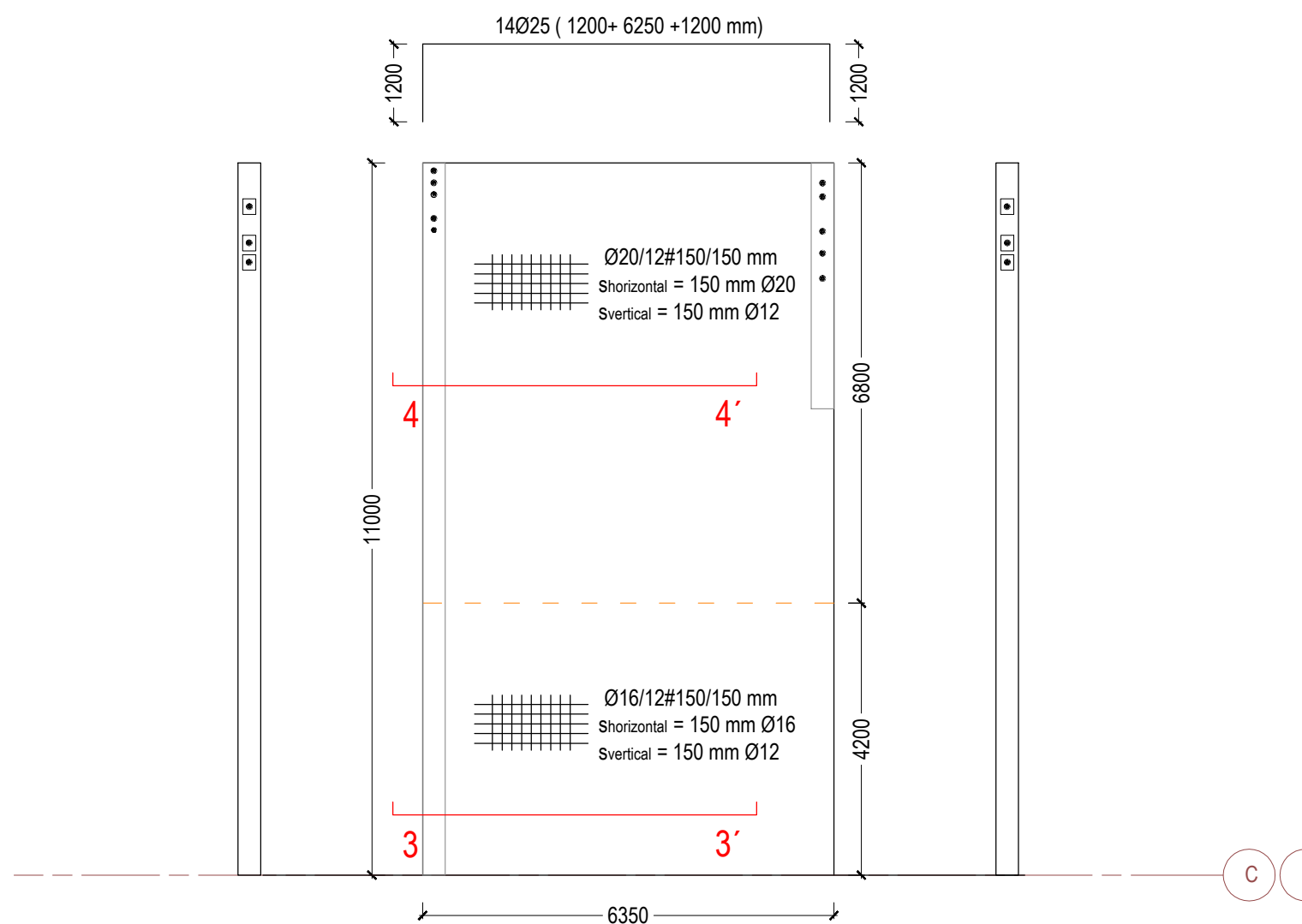
17

TUTOR:
ALUMNO:

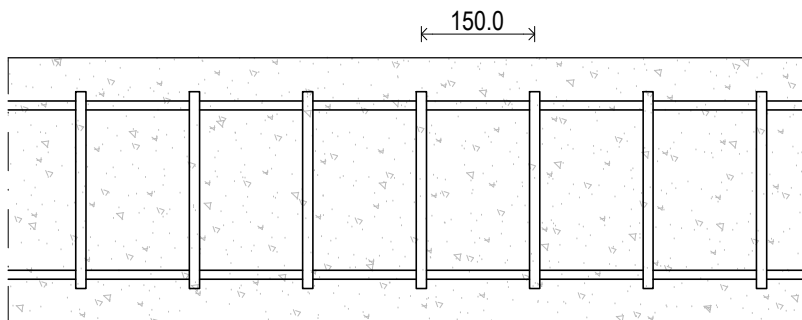
DR. ARQ. CERVERA BRAVO, JAIME
ARQ. NAVAS SÁNCHEZ, LAURA



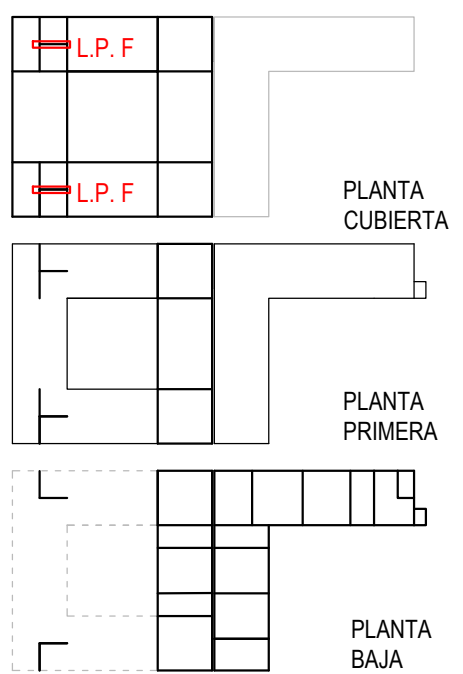
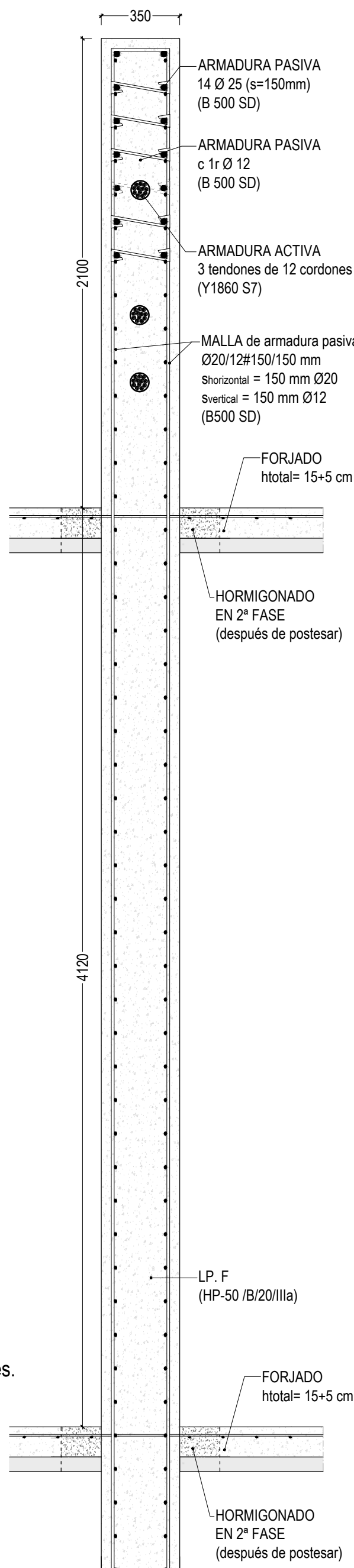
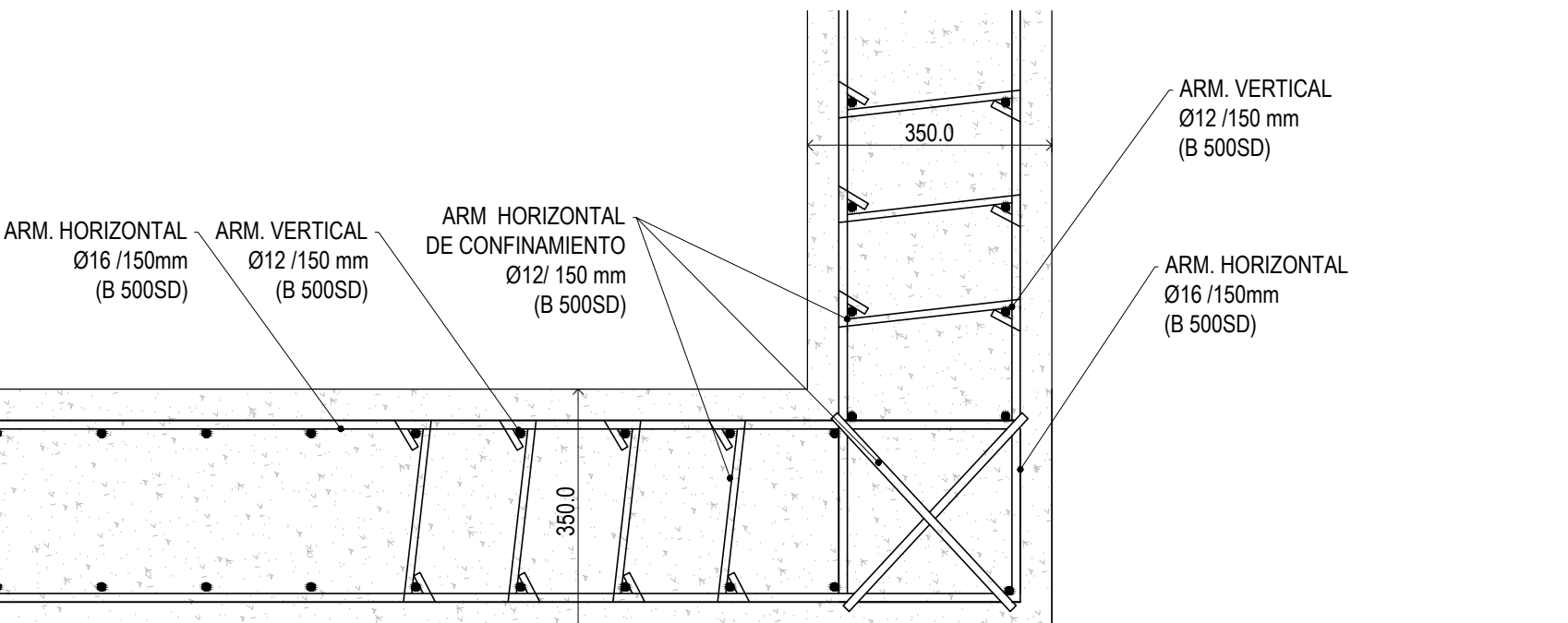
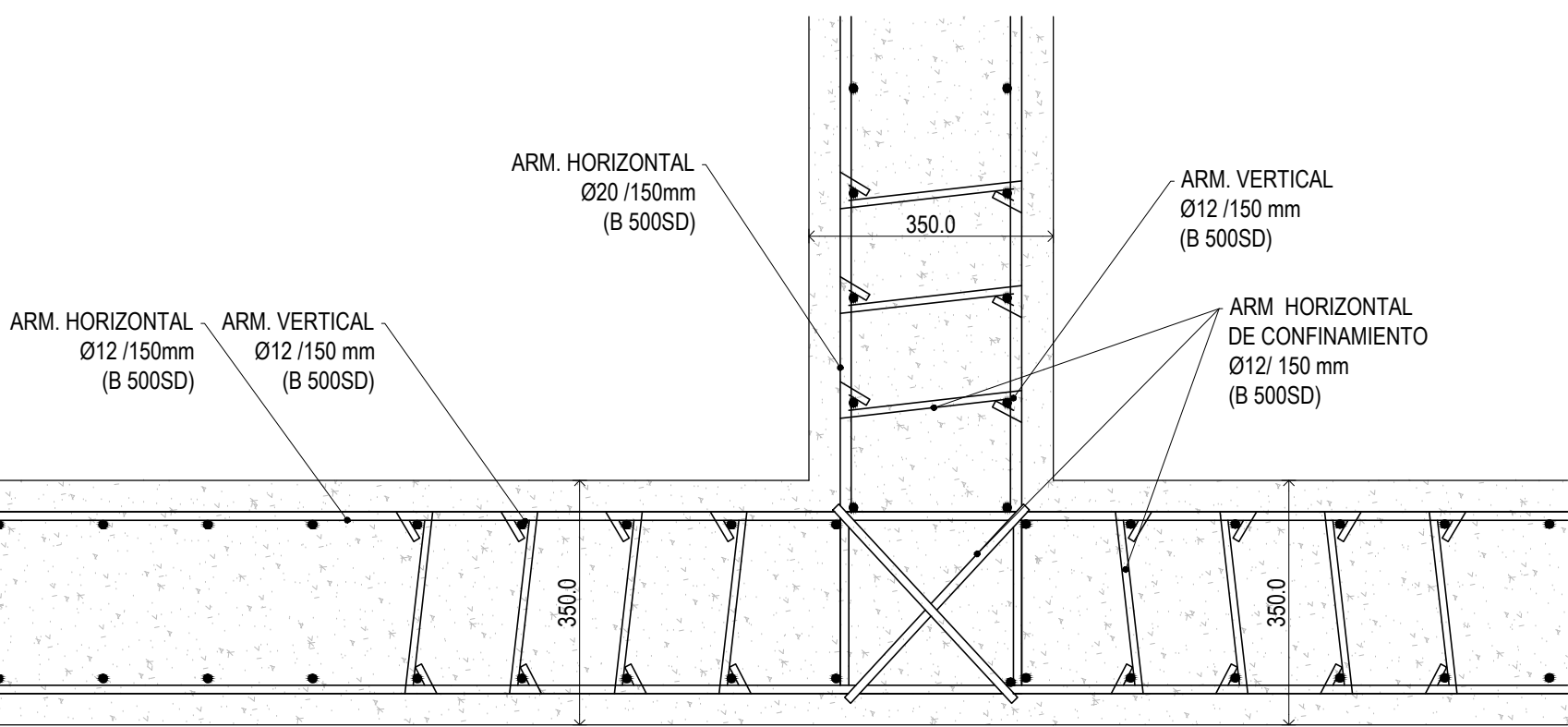
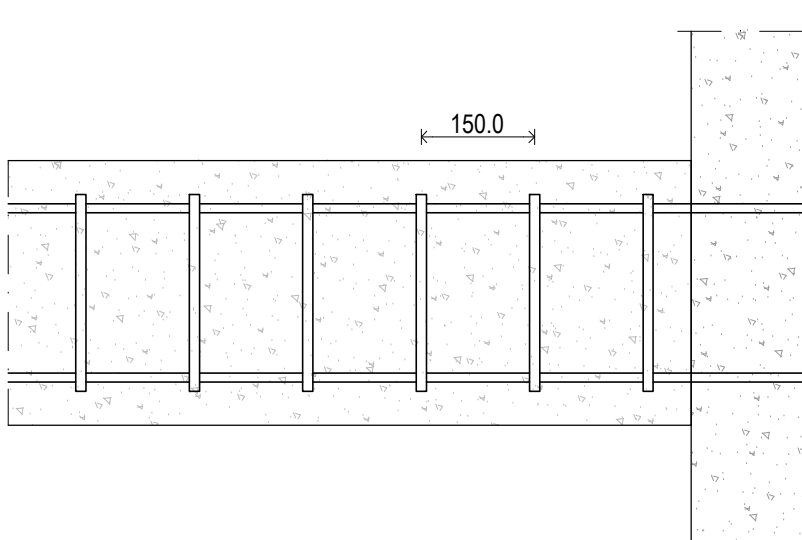
TRAZADO DE TENDONES Y ARMADO
LAJA POSTESADA F (LP.F)
E 1/100



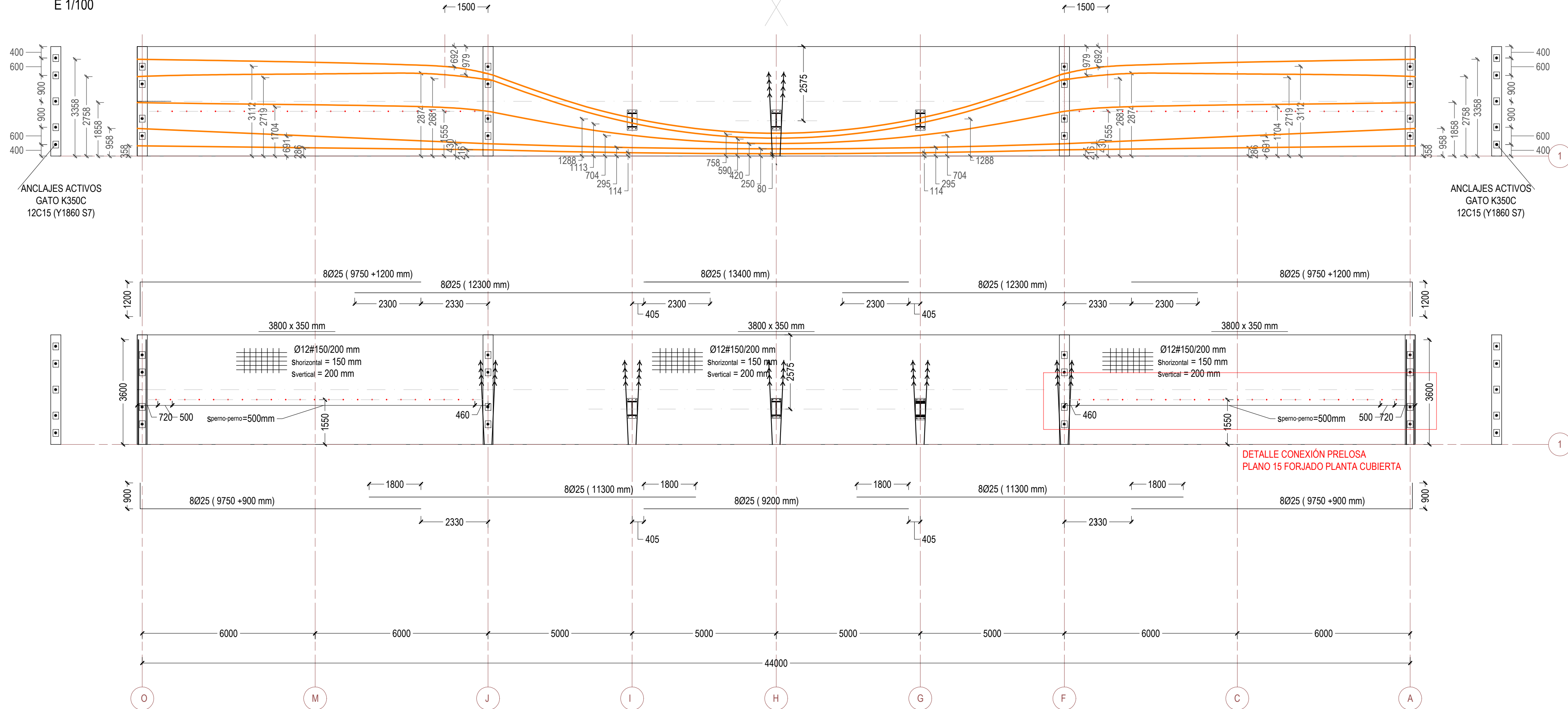
DETALLE MUROS EN L (ML)
D1 ML SECCIÓN 4-4'
E 1/10



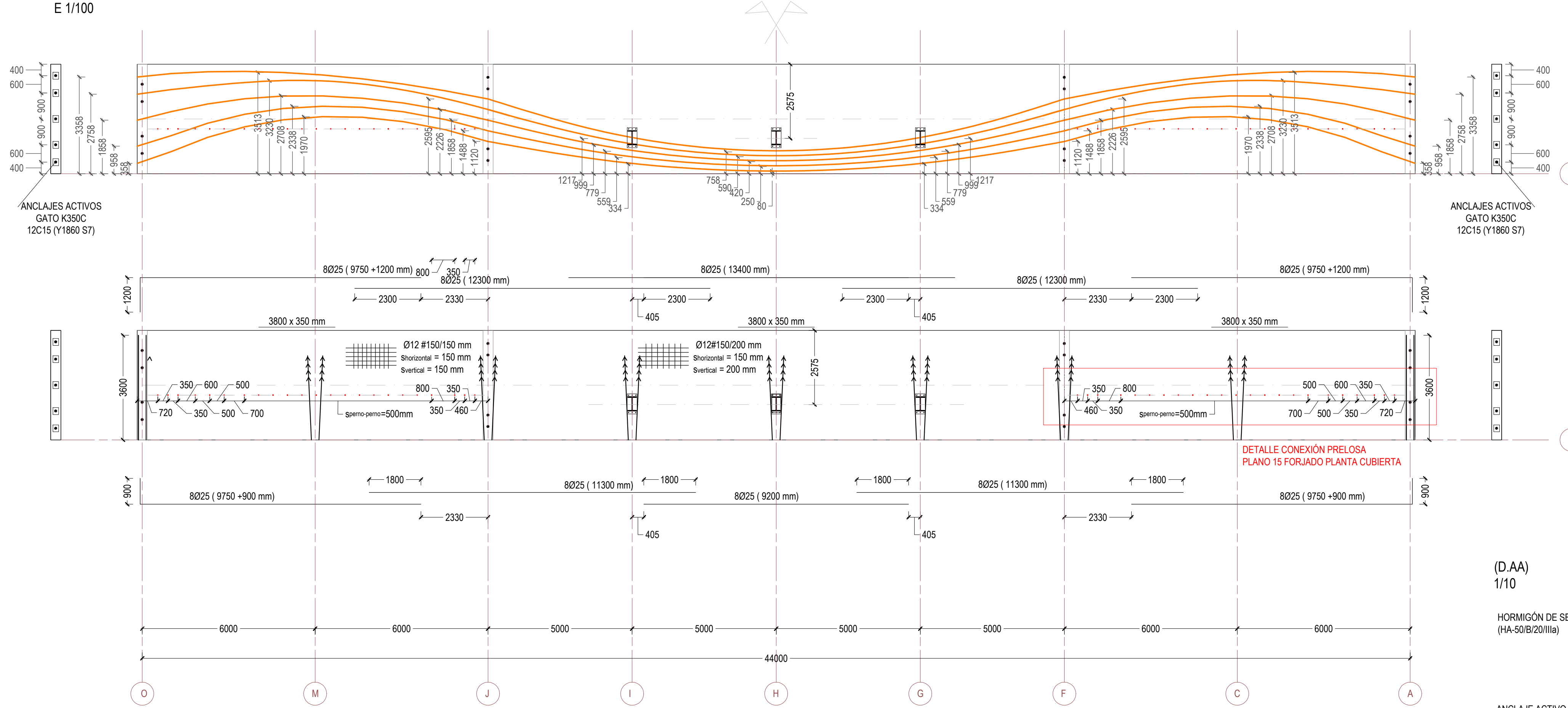
DETALLE MUROS EN L (ML)
D1 ML SECCIÓN 3-3'
E 1/10



TRAZADO DE TENDONES Y ARMADO
LAJA POSTESADA A (LP.A)
E 1/100



TRAZADO DE TENDONES Y ARMADO
LAJA POSTESADA C (LP.C)
E 1/100



DETALLE LAJAS POSTESADAS A Y C
SECCIÓN PUNTOS DE MÁX EXCENRICIDAD
E 1/20

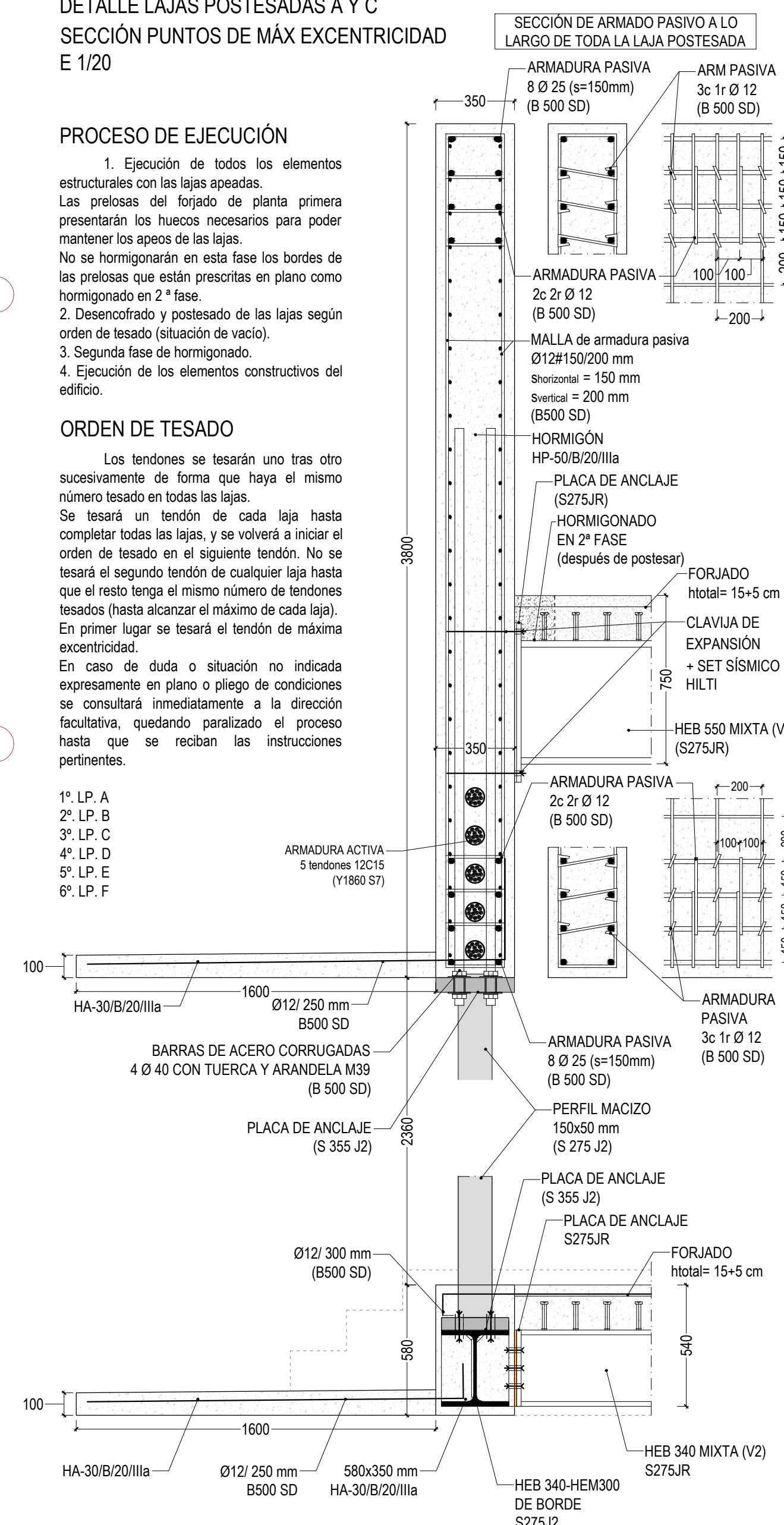
PROCESO DE EJECUCIÓN

- Ejecución de todos los elementos estructurales con las lajas apearadas. Las prelasas del forjado de planta primera presentarán los huecos necesarios para poder mantener los apoos de las lajas. No se hormigonarán en esta fase los bordes de las prelasas que están prescritas en plano como hormigonado en 2ª fase.
- Desencofrado y postesado de las lajas según orden de tesado (situación de vacío).
- Segunda fase de hormigonado.
- Ejecución de los elementos constructivos del edificio.

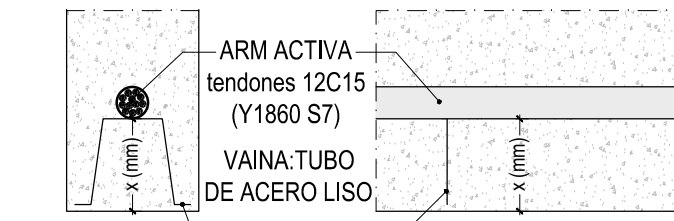
ORDEN DE TESADO

Los tendones se tesarán uno tras otro sucesivamente de forma que haya el mismo número tesado en todas las lajas. Se tesará un tendón de cada laja hasta completar todas las lajas, y se volverá a iniciar el orden de tesado en el siguiente tendón. No se tesará el segundo tendón de cualquier laja hasta que el resto tenga el mismo número de tendones tesados (hasta alcanzar el máximo de cada laja). En primer lugar se tesará el tendón de máxima excentricidad. En caso de duda o situación no indicada expresamente en plano o pliego de condiciones se consultará inmediatamente a la dirección facultativa, quedando paralizado el proceso hasta que se reciban las instrucciones pertinentes.

- 1º. LP. A
- 2º. LP. B
- 3º. LP. C
- 4º. LP. D
- 5º. LP. E
- 6º. LP. F



* Cotas referidas al punto inferior de los tendones.



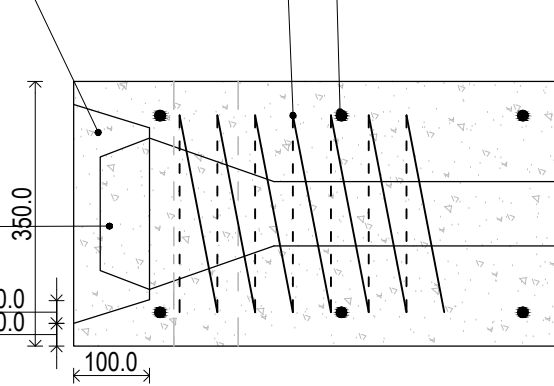
* Tolerancias en obra: ± 5 mm

ANCLAJES ACTIVOS

GATO: K350 C (FREYSSINET)
TIPO DE TENDÓN: 12C15 (FREYSSINET)
TIPO DE CORDÓN: Y 1860 S7
ALARGAMIENTO PREVISTO: 7 %
MÁXIMA PENETRACIÓN DE CUÑA: 6 mm
COEF. DE ROZAM. EN CURVA: $\mu = 0,16$
COEF. DE ROZAM. PARÁSITO: $K = 0,007$ 1/m
RESIST. MÍNIMA DEL HP-50 AL TESAR: 30 N/mm²
CONTROL: NORMAL
VAINA: TUBO DE ACERO LISO $\varnothing_{ext} = 85$ mm (FREYSSINET)
DIMENSIÓN TROMPETA: 240 x 200 mm

ARMADO ANCLAJE según detalle (D.AA):
- ESPIRA HELICOIDAL (FeE 235)
7c014/50 mm ($\varnothing_{ext} = 260$ mm)
- ENTRAMADO COMPLEMENTARIO (B 5000 SD)
3014/240 mm

ESPIRA HELICOIDAL (FeE 235)
7c014/50 mm ($\varnothing_{exterior} = 230$ mm)
ENTRAMADO COMPLEMENTARIO (B 500 SD)
3014/240 mm



ESTRUCTURA			
COEFICIENTES DE SEGURIDAD MATERIALES (EHE-08)			
	ACERO DE ARMAR	ACERO	HORMIGÓN
ORDINARIA	1,15	1,05	1,50
ACCIDENTAL	1,00	1,05	1,30

ACCIONES (EHE-08)			
	ELU - efecto	ELS - efecto	
	Defavorable	Favorable	Defavorable
A. permanentes (G _k) - γ_{G1}	1,35	1,00	1,00
A. variables (Q _k) - γ_{Q1}	1,50*	0,00	1,00*

*Cargas de combinación, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplica el valor de combinación que proceda del valor característico, reducido con el de simultaneidad (SE, apartado 4.22, tabla 4.2).

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES

ACERO DE POSTESADO Y1860S7	
Resistencia característica f_{tk}	1860 MPa
Tesado respecto de f_{tk} : 0,7 f_{tk}	1302 MPa
Modulo de elasticidad E_{tk}	190000 MPa
Área de un tendón (12 torones)	1680 mm ²

HORMIGÓN HA 50	
Denominación	CEMII/A-D-52,5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f_{tk}	50 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E_{cm}	30000 MPa
Resistencia media a tracción f_{ctm}	4,07 MPa

HORMIGÓN HP 50	
Denominación	CEMII/A-D-52,5R MR
Recubrimiento mínimo	45 mm
Resistencia característica a compresión f_{tk}	50 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E_{cm}	30000 MPa
Resistencia media a tracción f_{ctm}	4,07 MPa

HORMIGÓN HA-30	
Denominación	CEMII/B-S-32,5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f_{tk}	30 MPa
Resistencia media a compresión f_{cm}	38 MPa
Modulo de elasticidad E_{cm}	28500 MPa
Resistencia media a tracción f_{ctm}	2,03 MPa

ACERO DE ARMAR B500SD	
Resistencia característica f_{tk}	500 MPa
Resistencia a rotura f_{tk}	575 MPa
Modulo de elasticidad E_{tk}	200000 MPa
Alargamiento de rotura (%)	≥ 16%
Relación f_{tk}/f_{tk}	1,15 s/f/s/y/s 1,35

ACERO DE PERFILES Y PLACAS	
Modulo de elasticidad E_{tk}	210000 MPa
Modulo de cizalladura G	81000 MPa
v coeficiente de Poisson	0,3
α coeficiente de dilatación térmica	1,2E-5 °C ⁻¹ (1)
ρ densidad	7850 kg/m ³

S 275 JR/JO/J2	
Resistencia característica f_{tk} ($t \leq 16$ mm)	275 MPa
Resistencia característica f_{tk} ($16 \leq t \leq 40$ mm)	265 MPa
Resistencia característica f_{tk} ($40 \leq t \leq 63$ mm)	255 MPa
Resistencia a rotura f_{tk} ($3 \leq t \leq 100$ mm)	410 MPa

S 355 JR/JO/J2	
Resistencia característica f_{tk} ($t \leq 16$ mm)	355 MPa
Resistencia característica f_{tk} ($16 \leq t \leq 40$ mm)	345 MPa
Resistencia característica f_{tk} ($40 \leq t \leq 63$ mm)	335 MPa
Resistencia a rotura f_{tk} ($3 \leq t \leq 100$ mm)	470 MPa

CUADRO DE DOBLADO DE ARMADURA	
Doblado con mandriles de diámetro no inferior a:	
BARRAS	GANCHOS Y PATILLAS
CORRUGADAS	BARRAS DOBLADAS
$\varnothing < 20$ mm	$\varnothing \geq 20$ mm
$\varnothing \leq 25$ mm	$\varnothing > 25$ mm
B500 S - B500 SD	4 0 7 0 12 0 14 0

NOTAS: 1- Cercos o estibos de diámetro ≥ 12 mm pueden doblarse con diámetro \geq a los indicados.
2- Para evitar la fluencia, el diámetro empleado no deberá ser $\varnothing_{tk} \geq 3$ ni $\varnothing_{tk} \geq 3$ mm.

CUADRO DE LONGITUDES DE ANCLAJE (m)	
POSICIÓN	$\varnothing 8$ $\varnothing 12$ $\varnothing 16$ $\varnothing 20$ $\varnothing 25$
HA/HP-50	
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,40 0,55 0,75 0,95 1,15
Vertical o abajo (Pos. I)	0,30 0,45 0,60 0,70 0,90
HA-30	
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,40 0,55 0,75 0,95 1,40
Vertical o abajo (Pos. I)	0,30 0,45 0,60 0,70 1,05

CUADRO DE LONGITUDES DE SOLAPE (m)	
POSICIÓN	$\varnothing 8$ $\varnothing 12$ $\varnothing 16$ $\varnothing 20$ $\varnothing 25$
HA/HP-50	
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75 1,10 1,50 1,85 2,30
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55 0,85 1,15 1,40 1,75
HA-30	
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75 1,10 1,50 1,85 2,80
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55 0,85 1,15 1,45 1,15

NOTAS: 1- Las barras de los armazones, excepto por sección o cambio, pueden, incluso, en el momento de forjado, utilizarse, pueden cortarse, pero nunca todas las de una misma sección al tiempo, dejando un solape igual al anclaje que corresponde. La disposición de una patilla en tracción, reduce la longitud de anclaje en un 25%.
2- Las armaduras en tracción de una placa (steel angle), no pueden cortarse sin permitir expreses de la D.F., que indicará el solape necesario (EHE-08, art 6.9.5.2.2) en cada caso. En compresión basta la longitud de anclaje.

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID CURSO 2015/2016

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE MADRID

PROYECTO FIN DE MÁSTER

ÁLVARO SIZA VIEIRA:
BIBLIOTECA PÚBLICA,
VIANA DO CASTELO (PORTUGAL)

LOCALIDAD DE CÁLCULO:
AYAMONTE, HUELVA
(ESPAÑA)

LAJAS POSTESADAS 1
(L.P. A) Y (L.P. C)

ESCALA:
1/100

PLANO:

18

TUTOR:
ALUMNO:

DR. ARQ. CERVERA BRAVO, JAIME
ARQ. NAVAS SÁNCHEZ, LAURA

Technical drawing of a bridge deck cross-section, showing reinforcement details, dimensions, and annotations.

Reinforcement Details:

- Top Reinforcement:** Ø12#150/200 mm, Horizontal = 150 mm, Vertical = 200 mm.
- Bottom Reinforcement:** Ø12#150/200 mm, Horizontal = 150 mm, Vertical = 200 mm.
- Top Reinforcement (Left):** Ø12#150/200 mm, Horizontal = 150 mm, Vertical = 200 mm.
- Top Reinforcement (Right):** Ø12#150/200 mm, Horizontal = 150 mm, Vertical = 200 mm.

Dimensions and Spacing:

- Top Reinforcement Spacing:** 8025 (8500+1200 mm), 8025 (13700 mm), 8025 (9200 mm), 8025 (12300 mm), 8025 (9750+1200 mm).
- Bottom Reinforcement Spacing:** 8025 (11800 mm), 8025 (9200 mm), 8025 (11300 mm), 8025 (9750+900 mm).
- Deck Width:** 3800 x 350 mm.
- Deck Height:** 1200 mm.
- Deck Thickness:** 1200 mm.
- Deck Width (Bottom):** 3800 mm.
- Deck Height (Bottom):** 900 mm.
- Deck Thickness (Bottom):** 900 mm.
- Deck Width (Top):** 3800 mm.
- Deck Height (Top):** 1200 mm.
- Deck Thickness (Top):** 1200 mm.

Annotations:

- Top Reinforcement:** "Huecos solo en eje O"
- Bottom Reinforcement:** "Arm. adicional solo en eje O: 8025 (12100+900 mm)"
- Top Reinforcement (Left):** "Huecos solo en eje O"
- Top Reinforcement (Right):** "Huecos solo en eje O"
- Top Reinforcement (Bottom):** "Huecos solo en eje O"
- Top Reinforcement (Top):** "Huecos solo en eje O"

Other Details:

- Top Reinforcement (Left):** 720 - 500, 460
- Top Reinforcement (Right):** 720 - 500, 460
- Top Reinforcement (Bottom):** 720 - 500, 460
- Top Reinforcement (Top):** 720 - 500, 460

Structural drawing of a bridge deck showing reinforcement details, dimensions, and section views.

Reinforcement Details:

- Top Deck:**
 - Reinforcement: $\varnothing 12\#150/200$ mm
 - Horizontal spacing: 150 mm
 - Vertical spacing: 200 mm
- Bottom Deck:**
 - Reinforcement: $\varnothing 12\#150/150$ mm
 - Horizontal spacing: 150 mm
 - Vertical spacing: 150 mm

Dimensions:

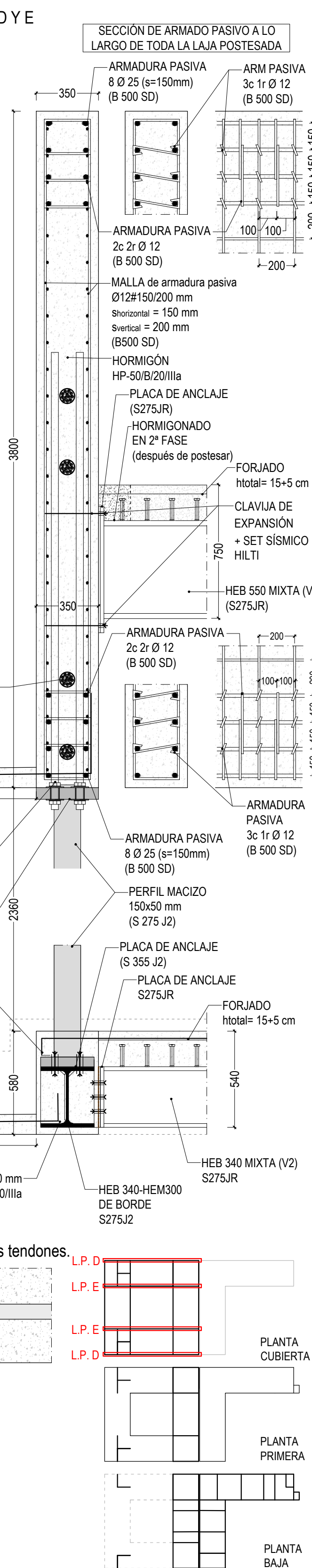
- Overall width: 12000 mm
- Deck thickness: 250 mm
- Reinforcement spacing: 150 mm (horizontal), 200 mm (vertical)

Section Views:

- Section A-A:** Shows the cross-section of the bridge deck with reinforcement details.
- Section B-B:** Shows the cross-section of the bridge deck with reinforcement details.

Notes:

- DETALLE CONEXIÓN PRELOSA PLANO 15 FORJADO PLANTA CUBIERTA
- ANCLAJES ACTIVOS GATO K350C 12C15 (Y1860 S7)



ACERO DE ARMAR B500SD	
Resistencia característica f_{tk}	500 MPa
Resistencia a rotura f_t	575 MPa
Modulo de elasticidad E	200000 MPa
Alargamiento de rotura (%)	$\geq 16\%$
Relación f_{tk}/f_t	1,15 sí/sí/sí/s 1,35
ACERO DE PERFILES Y PLACAS	
Modulo de elasticidad E	210000 MPa
Modulo de cizalladura G	81000 MPa
ν coeficiente de Poisson	0,3
α coeficiente de dilatación térmica	1,2E-5 °C ⁻¹ (°C)
ρ densidad	7850 kg/m ³
S 275 JR/JQ/J2	
Resistencia característica f_k ($t \leq 16$ mm)	275 MPa
Resistencia característica f_k ($16 \leq t \leq 40$ mm)	285 MPa
Resistencia característica f_k ($40 \leq t \leq 63$ mm)	255 MPa
Resistencia a rotura f_t ($3 \leq t \leq 100$ mm)	410 MPa
S 355 JR/JQ/J2	
Resistencia característica f_k ($t \leq 16$ mm)	355 MPa
Resistencia característica f_k ($16 \leq t \leq 40$ mm)	345 MPa
Resistencia característica f_k ($40 \leq t \leq 63$ mm)	335 MPa
Resistencia a rotura f_t ($3 \leq t \leq 100$ mm)	470 MPa

CUADRO DE DOBLADO DE ARMADURA				
Doblado con mandriles de diámetro no inferior a:				
BARRAS	GANCHOS Y PATELLAS		BARRAS DOBLADAS	
CORRUGADAS	$\varnothing < 20$ mm	$\varnothing \geq 20$ mm	$\varnothing \leq 25$ mm	$\varnothing > 25$ mm
B500 S - B500 SD	4 00	7 00	12 00	14 00

NOTAS:

- Cercos o estribos de diámetro ≤ 12 mm podrán doblarse con diámetro $\leq a$ los indicados.
- Para evitar la fatiga, el diámetro empleado no deberá ser $\varnothing > a + 1$ ni ≤ 3 cm.

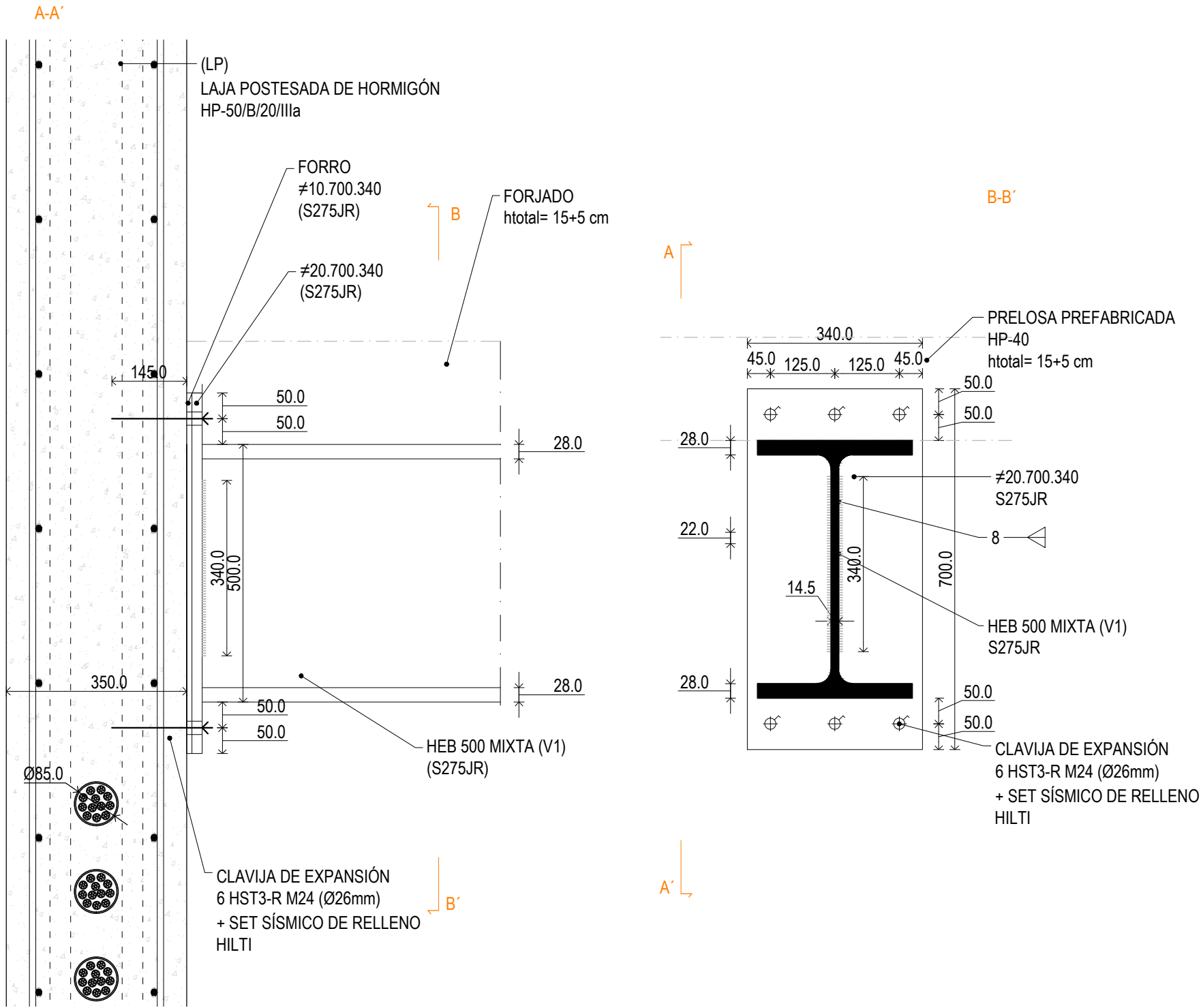
CUADRO DE LONGITUDES DE ANCLAJE (m)					
POSICIÓN	Ø 8	Ø 12	Ø 16	Ø 20	Ø 25
					HA/HP-30
Horizontal y arriba (Pos. II)	0.40	0.55	0.75	0.95	1.15
Vertical o abajo (Pos. I)	0.30	0.45	0.60	0.70	0.90
					HA-30
Horizontal y arriba (Pos. II)	0.40	0.55	0.75	0.95	1.40
Vertical o abajo (Pos. I)	0.30	0.45	0.60	0.70	1.05

POSICIÓN	Ø 8	Ø 12	Ø 16	Ø 20	Ø 25
	HA/HP-50				
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75	1,10	1,50	1,85	2,30
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55	0,85	1,15	1,40	1,75
	HA-30				
Horizontal y arriba (Pos. II)	0,75	1,10	1,50	1,85	2,80
Vertical o abajo (Pos. I)	0,55	0,85	1,15	1,45	1,15

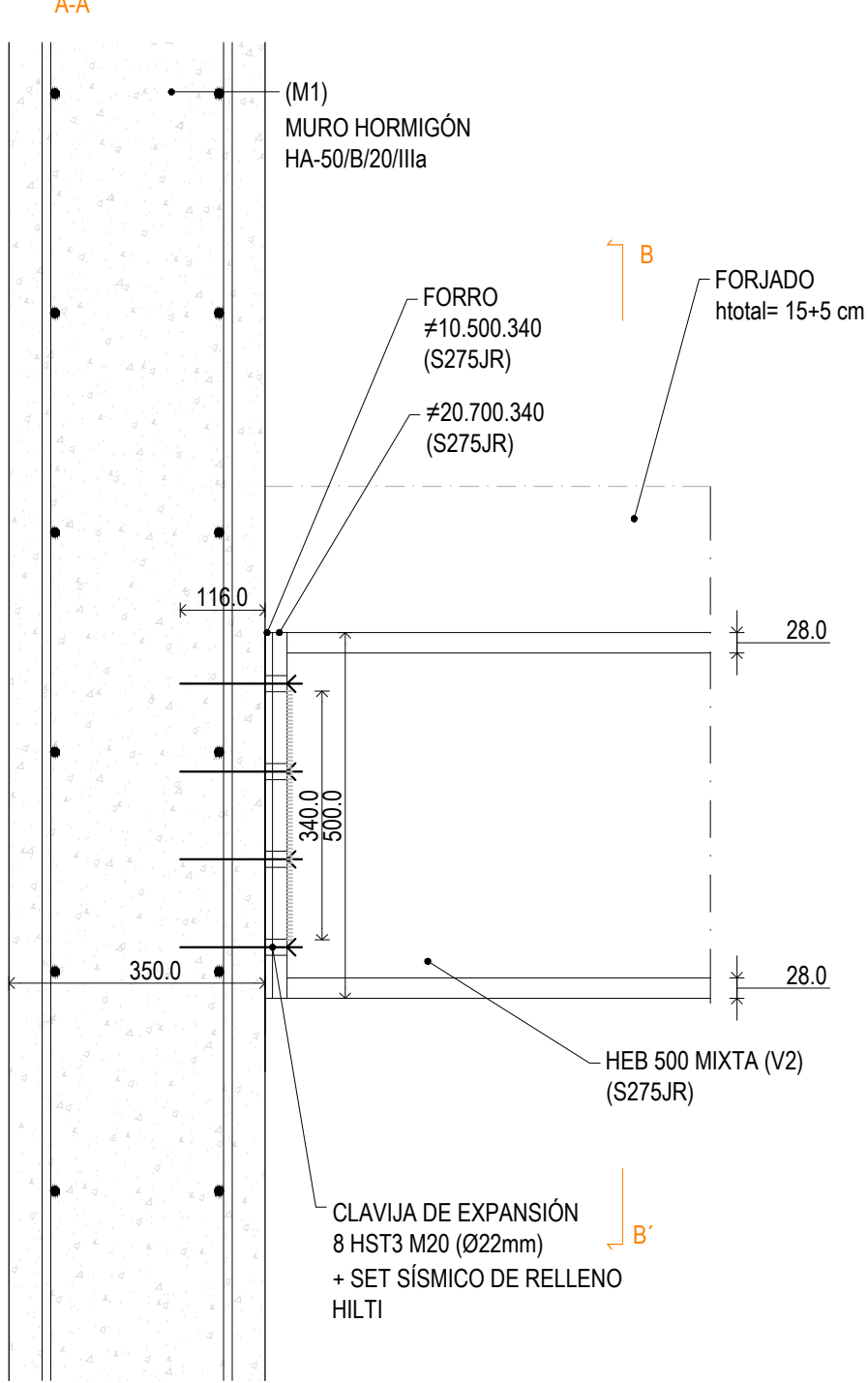
NOTAS: Las colas de las armaduras descritas por sección o corridas, (zunchos, muros, losas o nervios de forjado reforzado), pueden cortarse, pero nunca todas las de una misma sección al tiempo, disponiendo un solape igual al anclaje que corresponda. La disposición de una patilla en tracción, reduce la longitud de anclaje en un 30%.

Las armaduras en tracción de una pieza lineal (vigas), no pueden cortarse sin permiso expreso de la D.F., que indica el solape necesario (EHE-08, art 69.5.2.2) en cada caso. En compresión basta la longitud de anclaje.

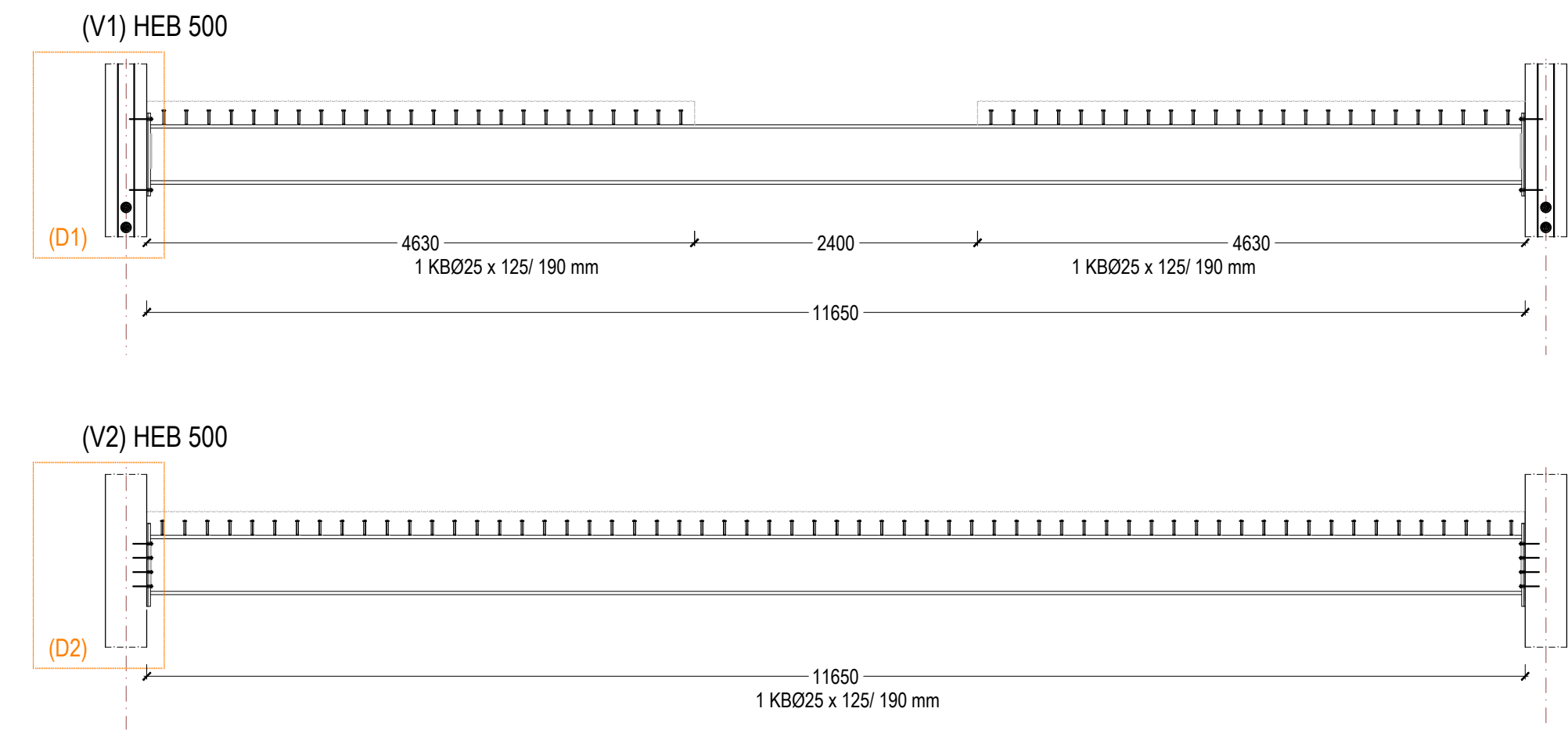
DETALLE D1: (V1) HEB 500
E 1/10



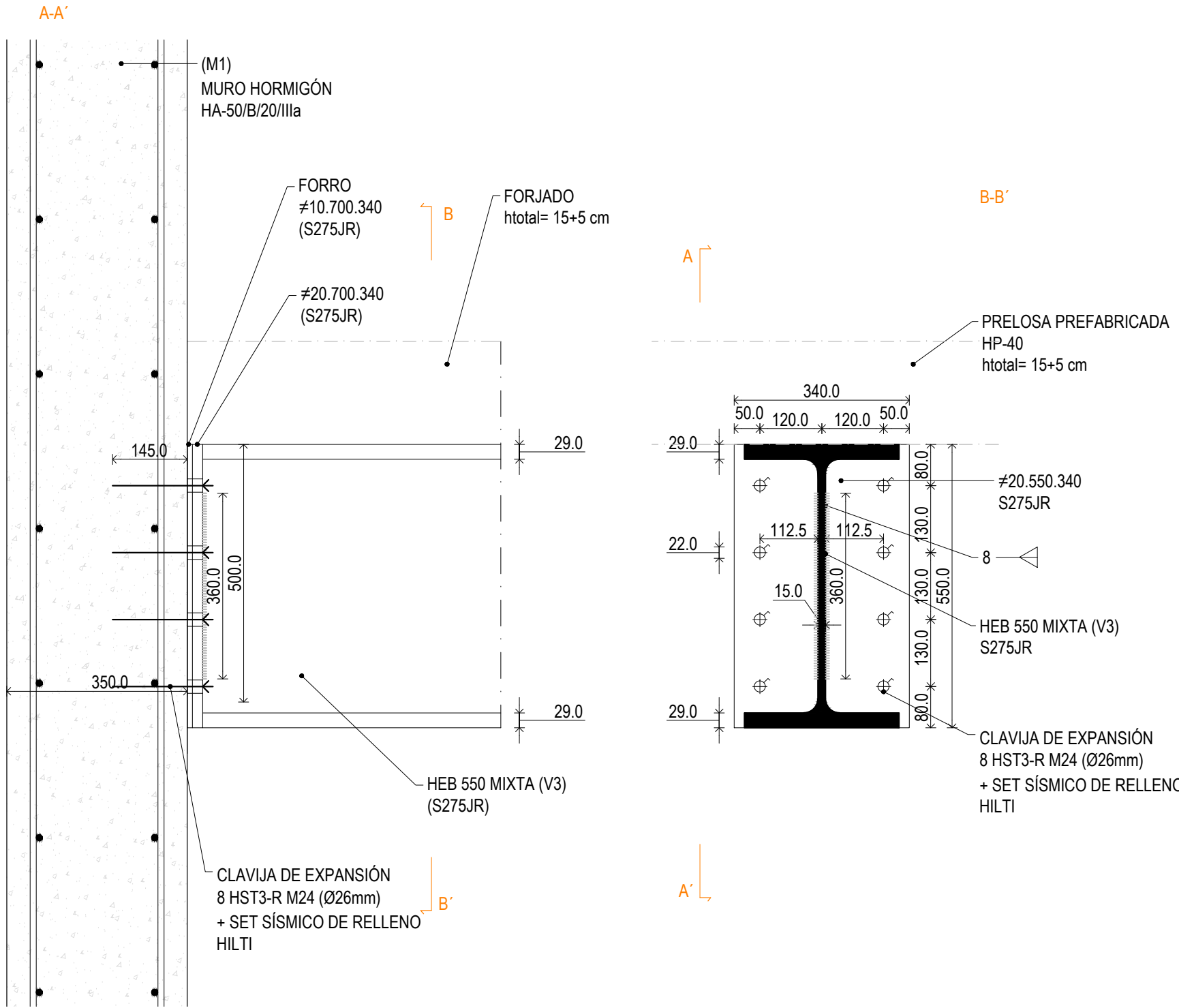
DETALLE D2: (V2) HEB 500
E 1/10



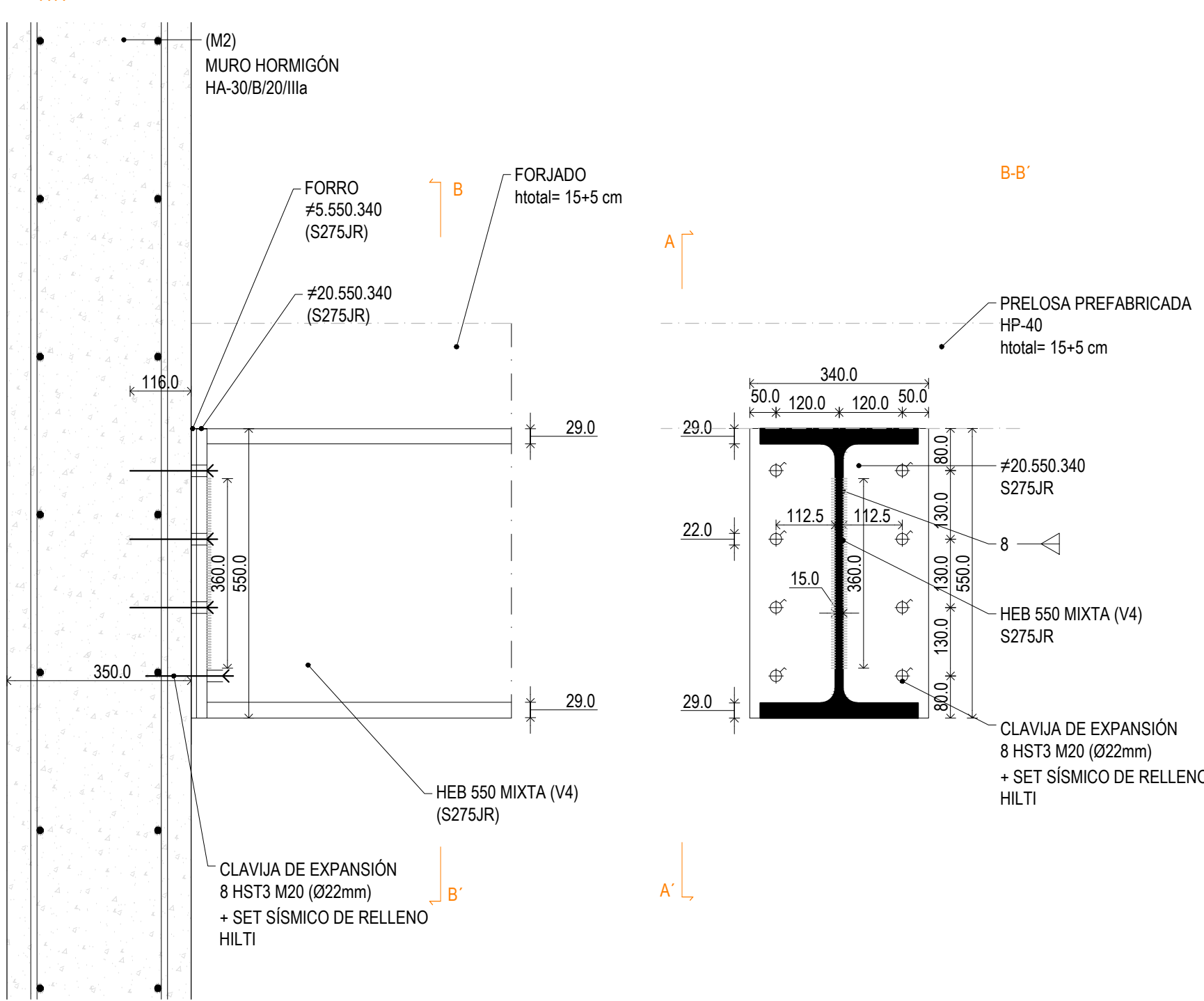
SECCIONES MIXTAS: PERFILES METÁLICOS
E 1/50



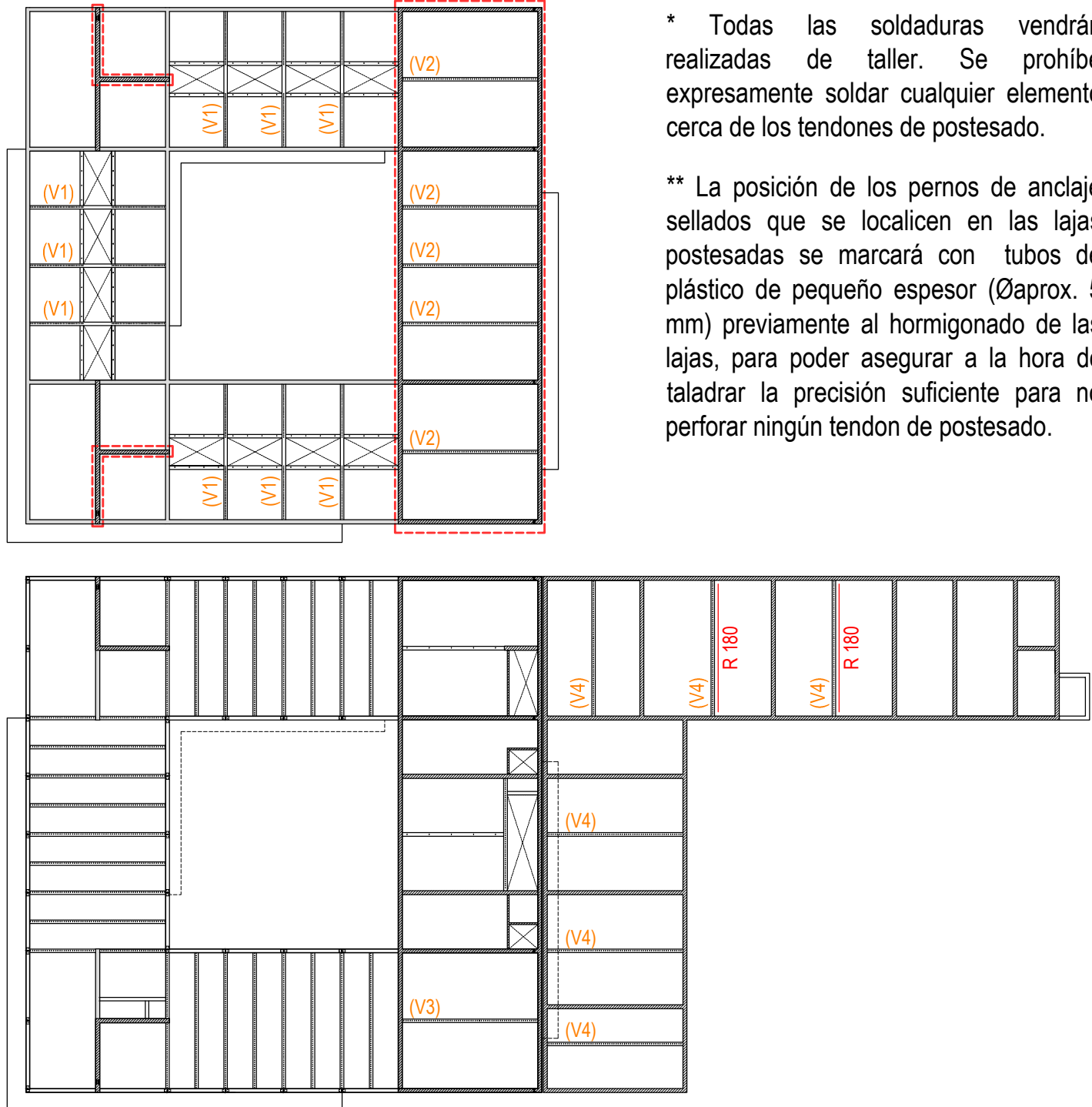
DETALLE D3: (V3) HEB 550
E 1/10



DETALLE D4: (V4) HEB 550
E 1/10



ESQUEMA VIGAS EN PLANTA
1/500



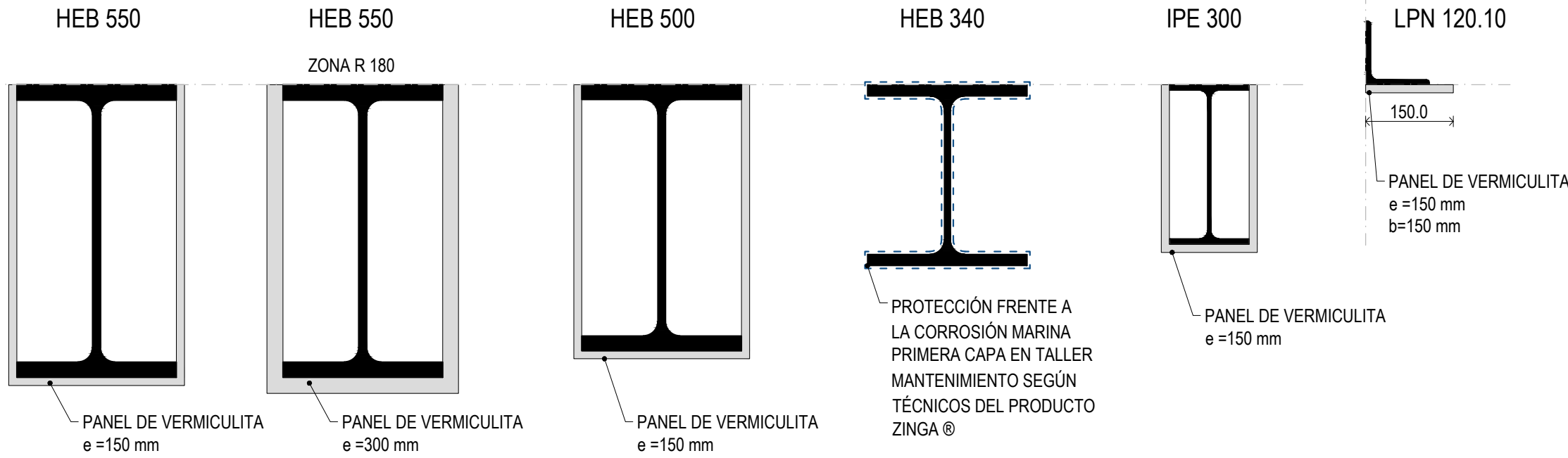
* Todas las soldaduras vendrán realizadas de taller. Se prohíbe expresamente soldar cualquier elemento cerca de los tendones de postesado.

** La posición de los pernos de anclaje sellados que se localicen en las lajas postesadas se marcará con tubos de plástico de pequeño espesor (Øaprox. 5 mm) previamente al hormigonado de las lajas, para poder asegurar a la hora de taladrar la precisión suficiente para no perforar ningún tendón de postesado.

PERNO HST3 M20 / HST3-R M24
+ SET SÍSMICO DE RELLENO
Instalación según ETA-98/0001:
- Taladro hecho con martillo perforador en seco
- Se requiere limpieza manual del taladro



PROTECCIONES ADICIONALES
RESISTENCIA AL FUEGO Y A LA CORROSIÓN
E 1/10



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID CURSO 2015/2016

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE MADRID

PROYECTO FIN DE MÁSTER

ÁLVARO SIZA VIEIRA:
BIBLIOTECA PÚBLICA,
VIANA DO CASTELO (PORTUGAL)

LOCALIDAD DE CÁLCULO:
AYAMONTE, HUELVA
(ESPAÑA)

DETALLES UNIONES 1 :
(V1), (V2), (V3) Y (V4)

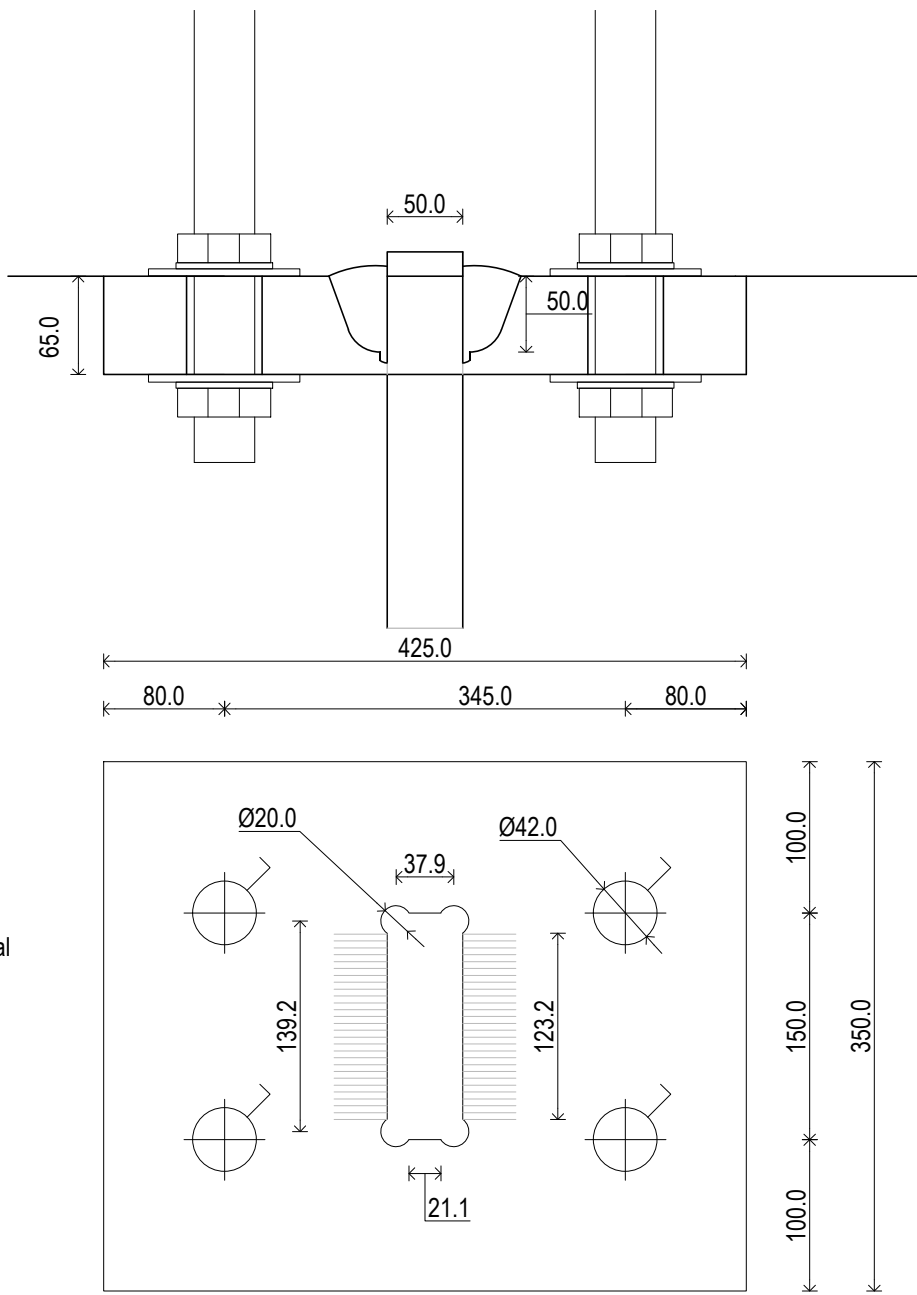
ESCALA:
1/10

PLANO:
20

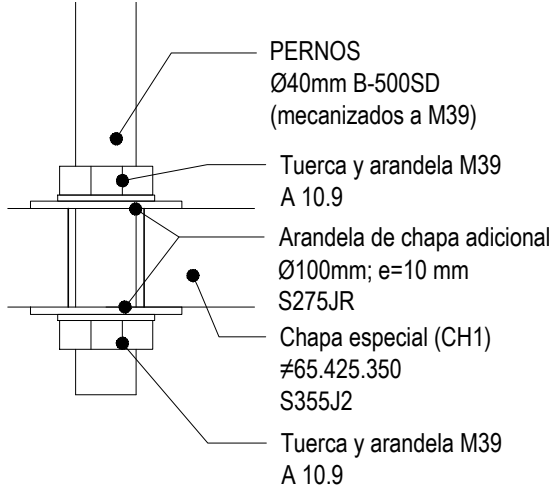
TUTOR:
ALUMNO:

DR. ARQ. CERVERA BRAVO, JAIME
ARQ. NAVAS SÁNCHEZ, LAURA

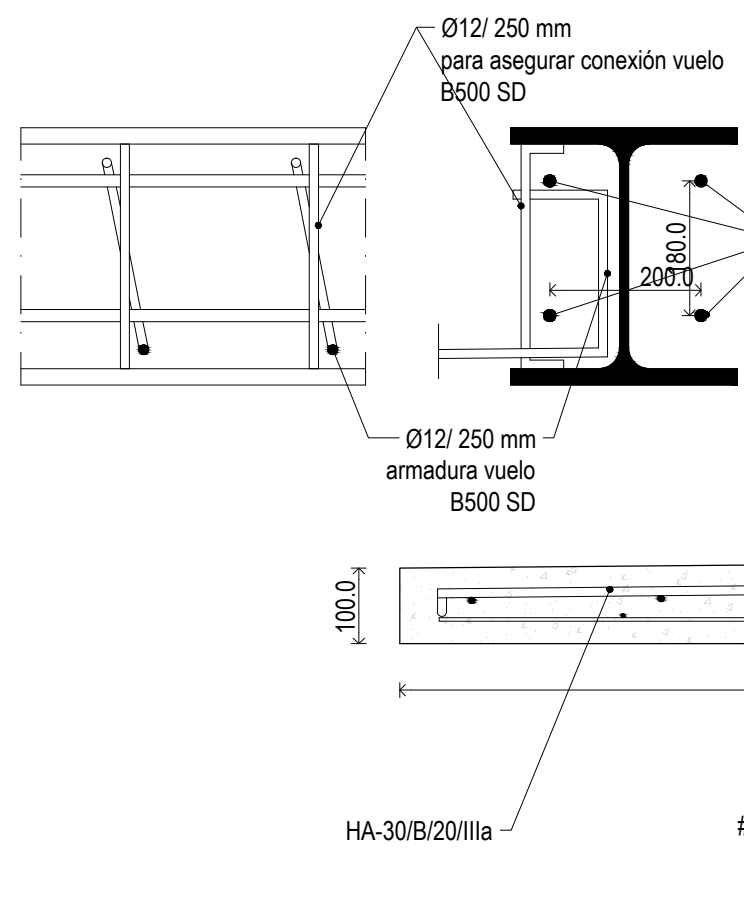
DETALLE D 5.1:
SOLDADURA DE FUERZA
E 1/5



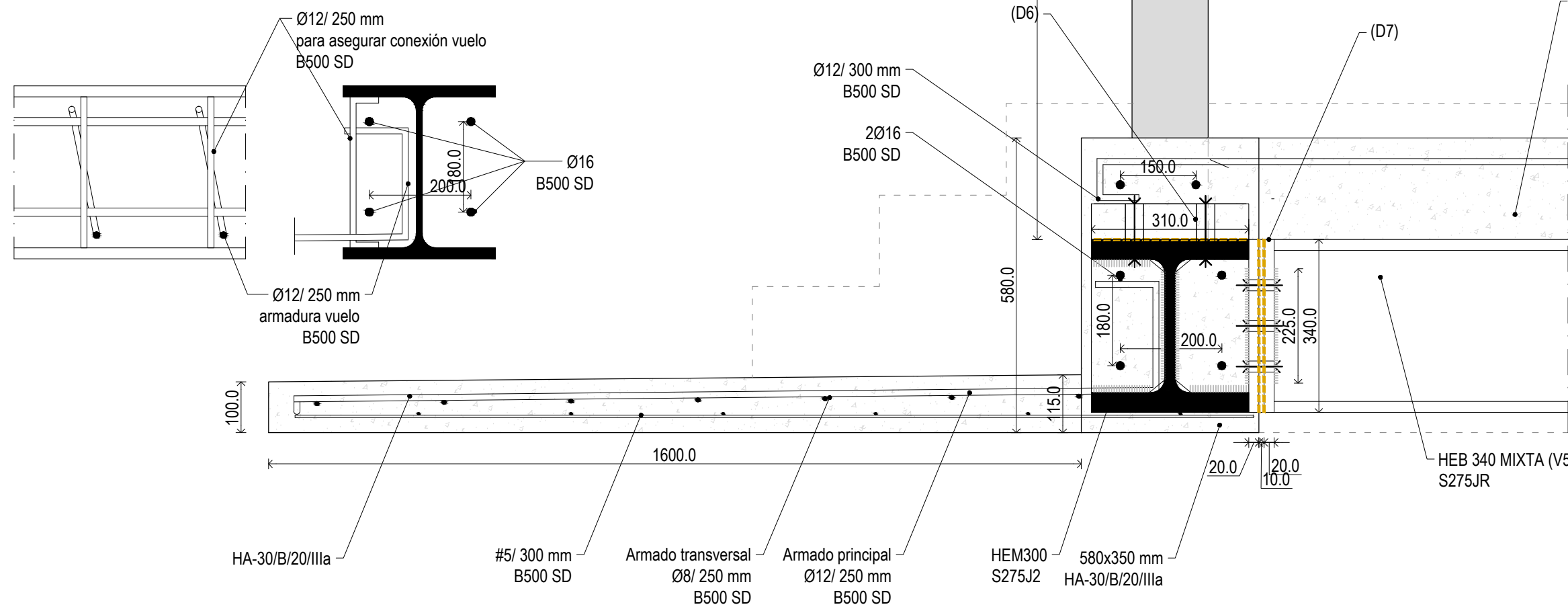
DETALLE D 5.2:
PLACA DE ANCLAJE (CH1)
E 1/5



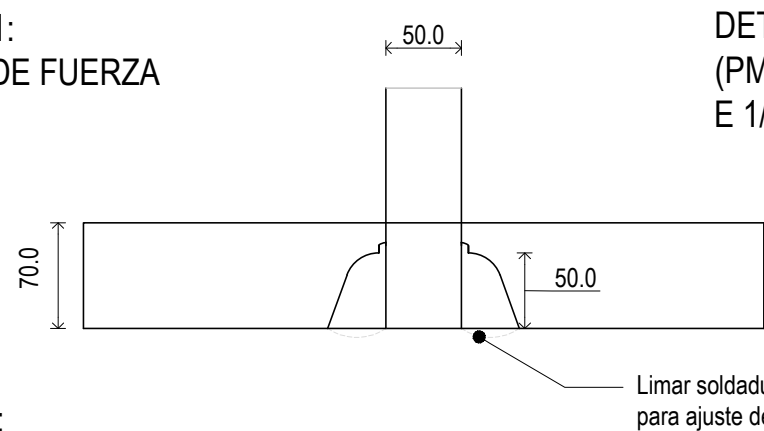
DETALLE D A.1:
ANCLAJE ARMADURA VUELO
E 1/10



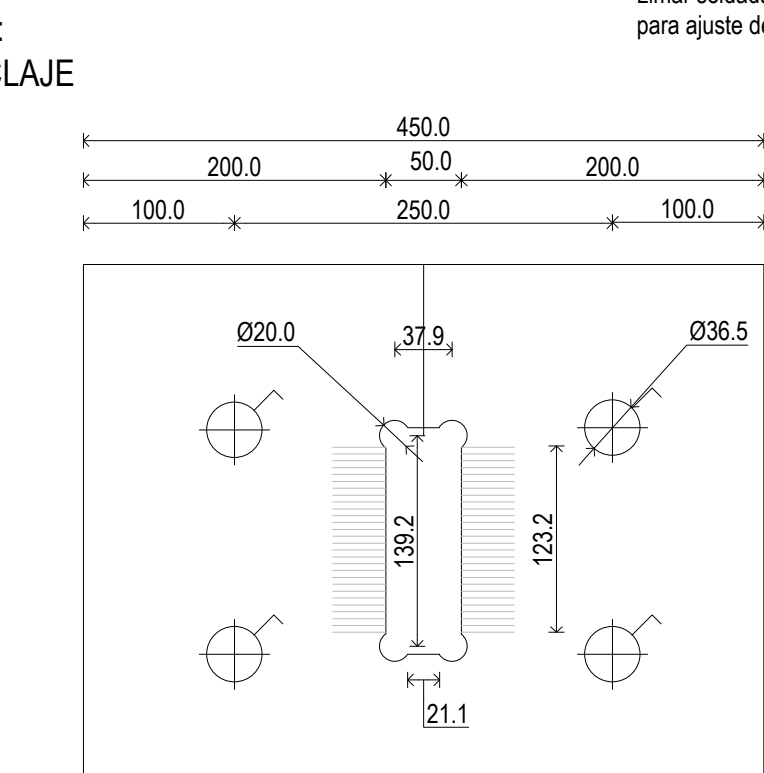
DA (SECCIÓN 1-1'):
E 1/10



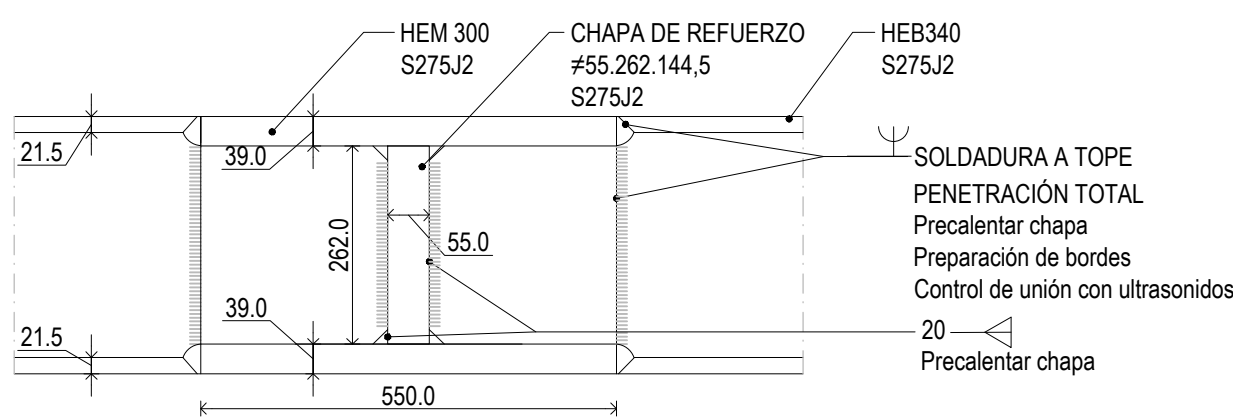
DETALLE D 6.1:
SOLDADURA DE FUERZA
E 1/5



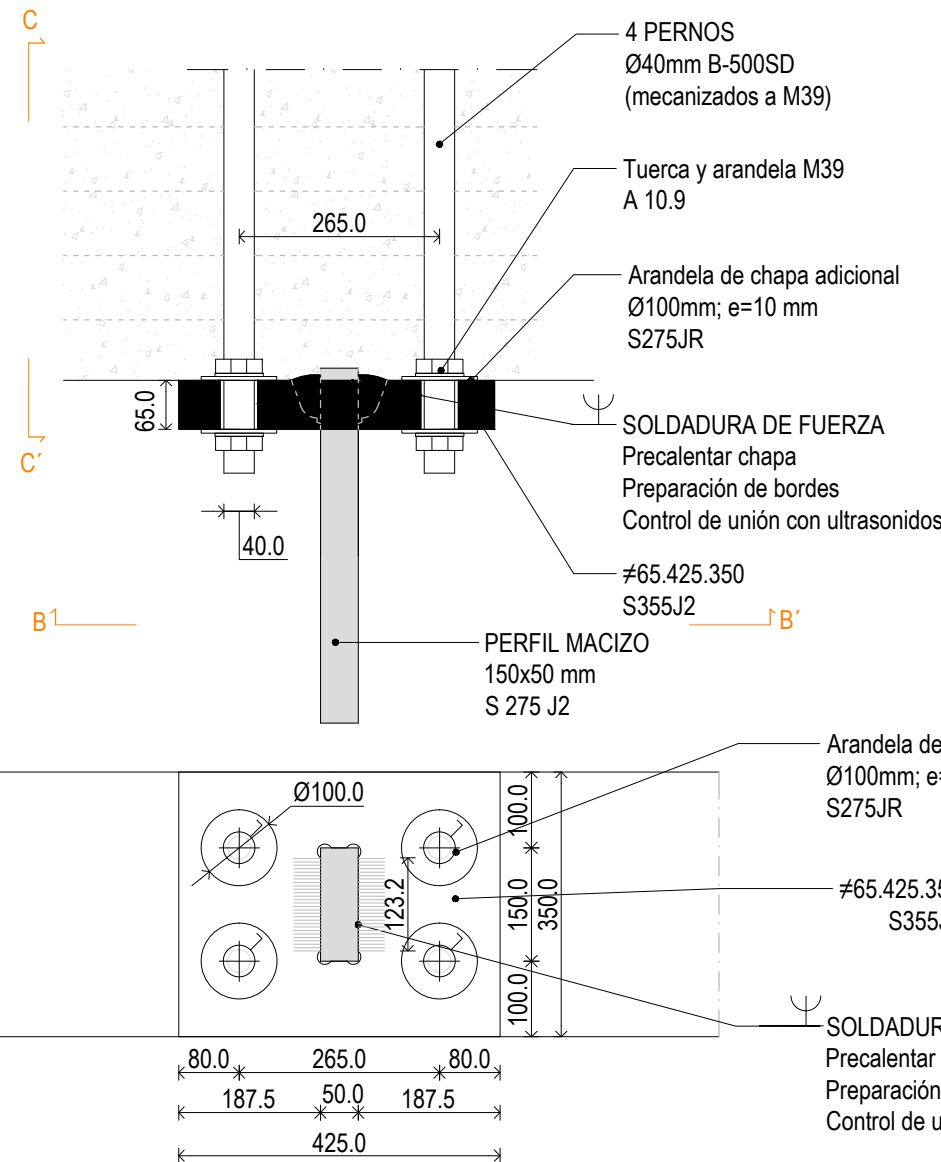
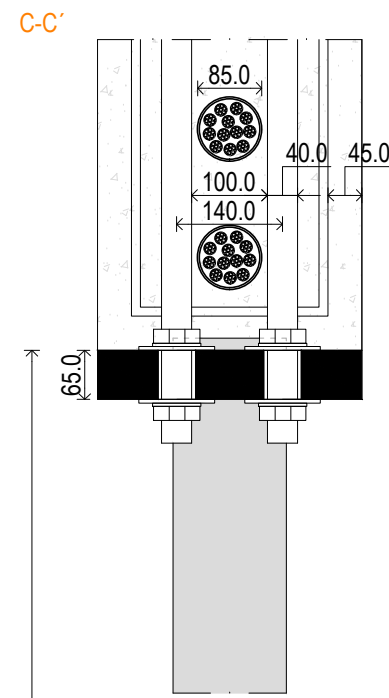
DETALLE D 6.2:
PLACA DE ANCLAJE
E 1/5



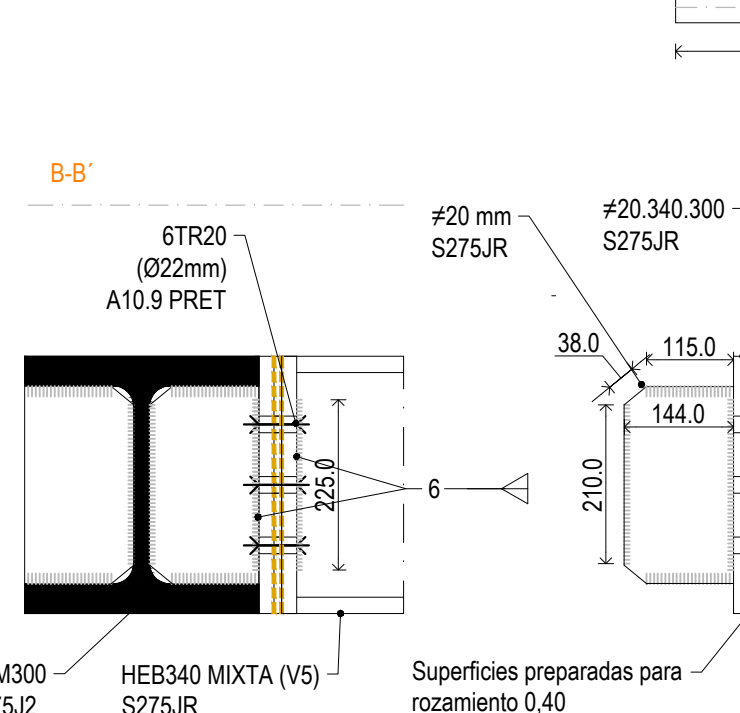
DETALLE D 6.3:
EMPALME HEB340- HEM300 REFORZADO
E 1/10



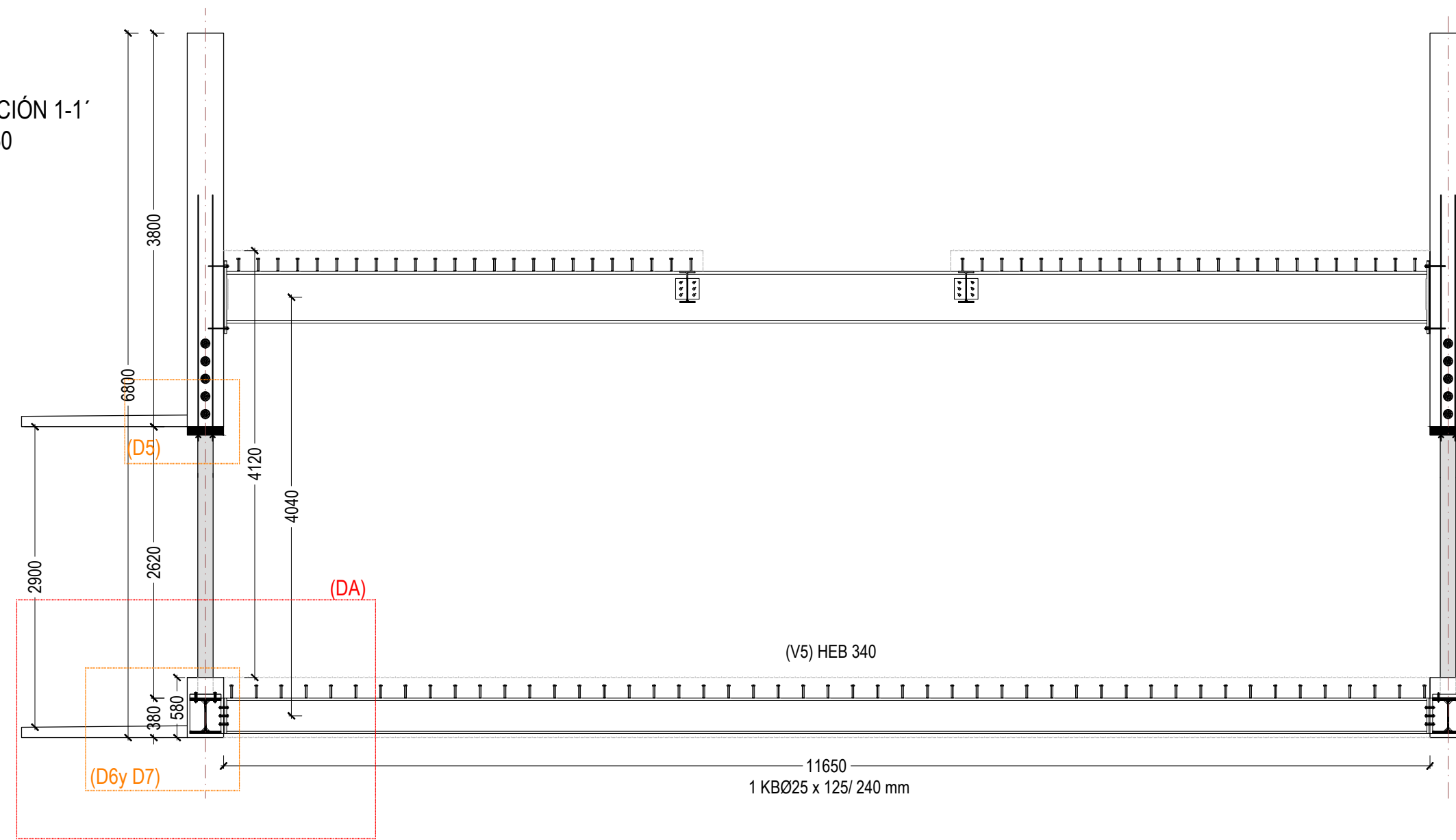
DETALLE D 5: PERFIL DE GUELQUE
(PM. 150 x 50 mm)
E 1/10



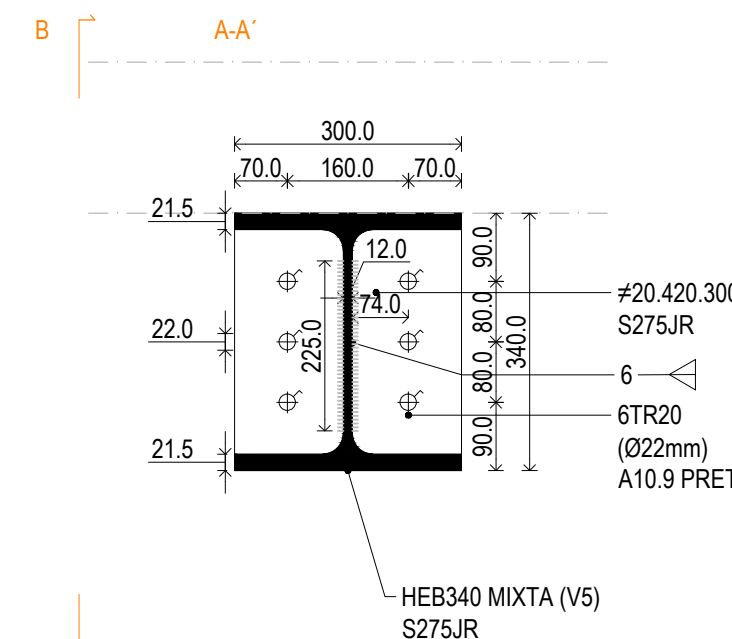
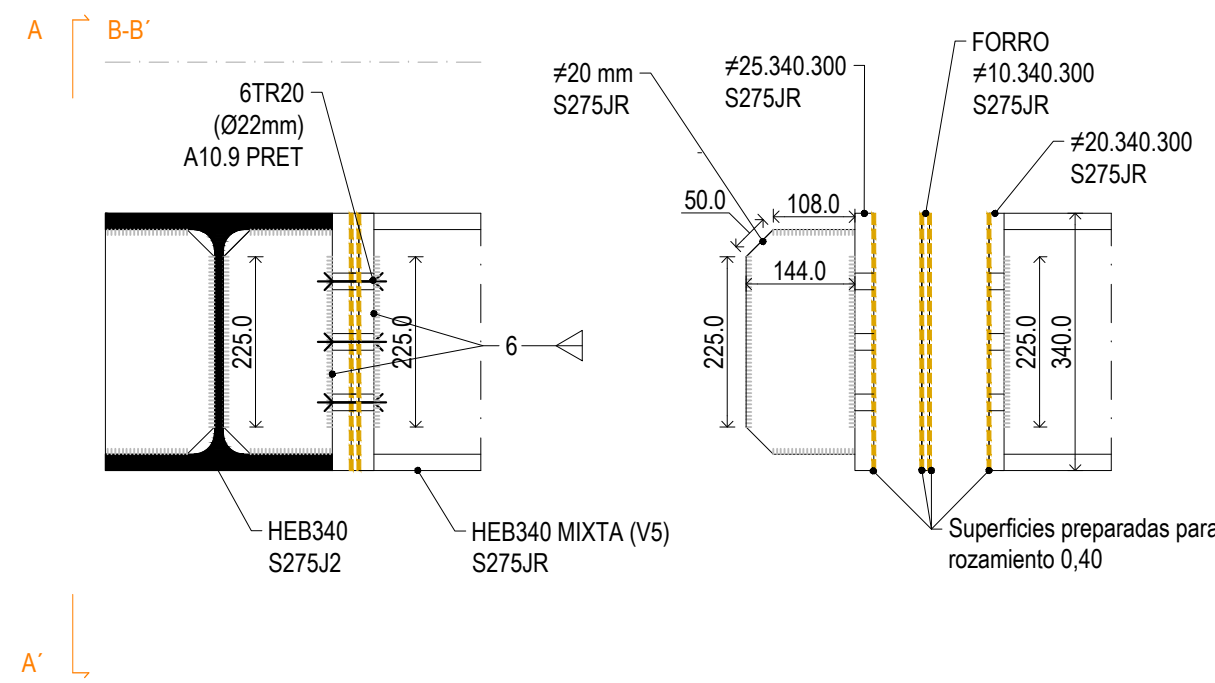
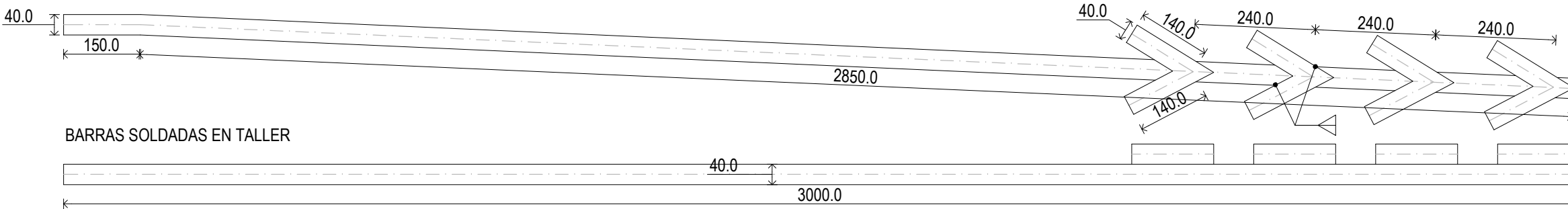
DETALLE D7:
(V5) HEB 340
E 1/10



SECCIÓN 1-1'
E 1/50

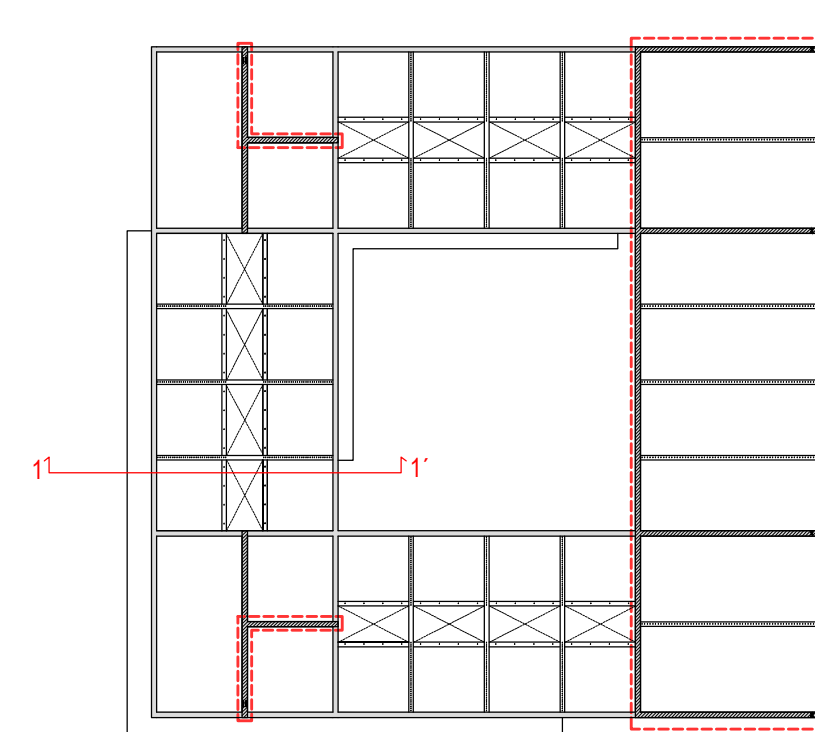


DETALLE D 5.3:
BARRAS DE ACERO CORRUGADAS Ø40 (B500SD)
E 1/10



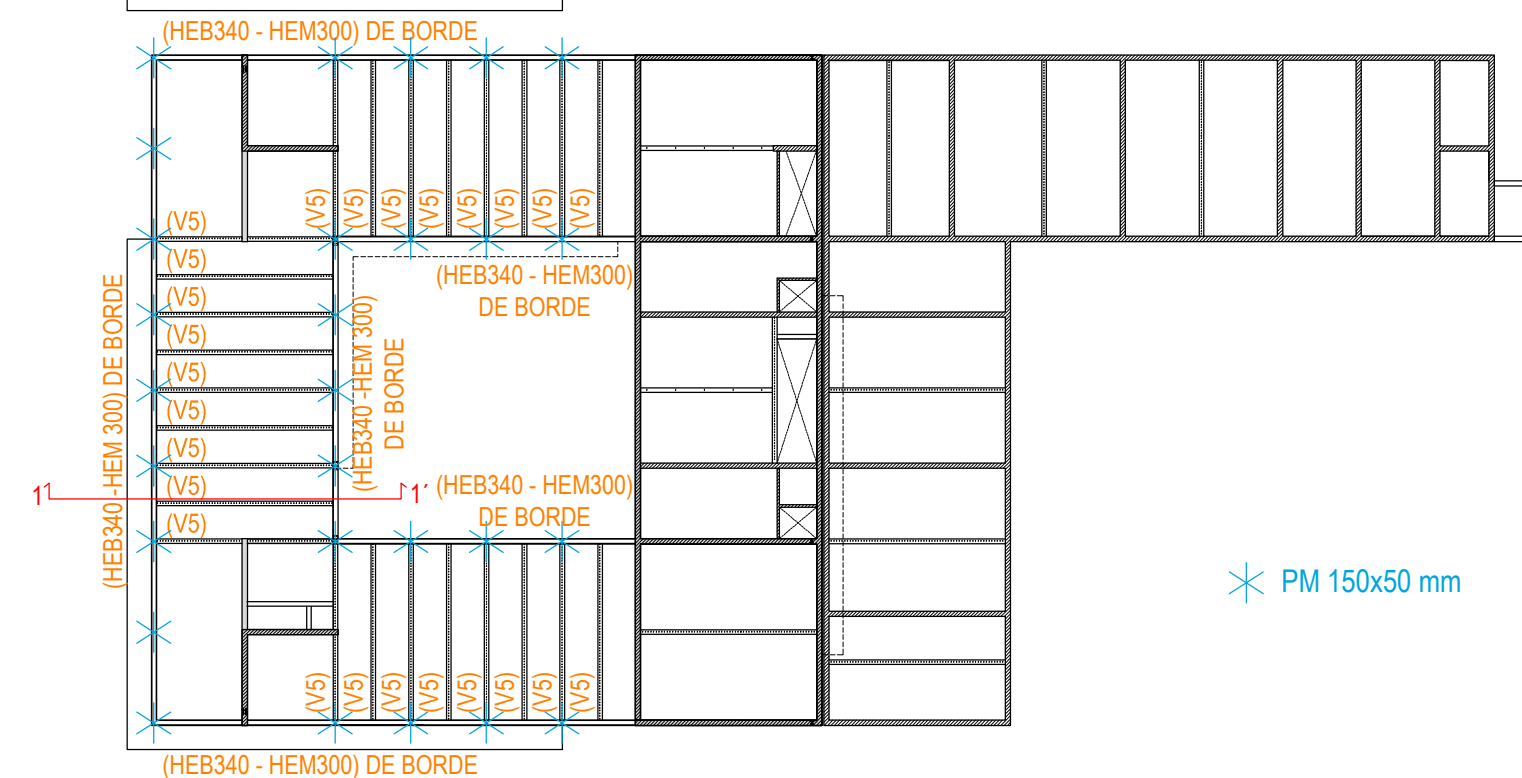
* PERFILES (V5)HEB 340 Y HEB 340 Y
TODAS SUS UNIONES (D5, D6 y D9)
PROTEGIDOS CON UNA CAPA DE ZINGA®

ESQUEMA VIGAS EN PLANTA
1/500



* Todas las soldaduras vendrán
realizadas de taller. Se prohíbe
expresamente soldar cualquier elemento
cerca de los tendones de postesado.

** La posición de los pernos de anclaje
sellados que se localicen en las lajas
postesadas se marcará con tubos de
plástico de pequeño espesor (Øaprox. 5
mm) previamente al hormigonado de las
lajas, para poder asegurar a la hora de
taladrar la precisión suficiente para no
perforar ningún tendón de postesado.



PM 150x50 mm

ESTRUCTURA			
COEFICIENTES DE SEGURIDAD MATERIALES (EHE-08)			
	ACERO DE ARMAR	ACERO	HORMIGÓN
ORDINARIA	1,15	1,05	1,50
ACCIDENTAL	1,00	1,05	1,30

ACCIONES (EHE-08)			ELU - efecto	ELS - efecto
			Desfavorable	Favorable
A _{permanentes} (G _i) - γ _{per}	1,35	1,00	1,00	1,00
A _{variables} (Q _i) - γ _Q	1,50 *	0,00	1,00 *	0,00

*Número de consideración, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplica el valor de combinación que proceda del valor característico, reducido con el de simultaneidad (SE, apartado 4.22, tabla 4.2)

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES	
ACERO DE POSTESADO Y1860S7	
Resistencia característica f _{yk}	1860 MPa
Tesado respecto de f _{yk} : 0.7 f _{yk}	1302 MPa
Modulo de elasticidad E _m	190000 MPa
Área de un tendón (12 torones)	1680 mm ²

HORMIGÓN HA 50	
Denominación	CEMII/A-D-S2,5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f _{yk}	50 MPa
Resistencia media a compresión f _{cm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E _m	30000 MPa
Resistencia media a tracción f _{ctm}	4,07 MPa

HORMIGÓN HP 50	
Denominación	CEMII/A-D-S2,5R MR
Recubrimiento mínimo	45 mm
Resistencia característica a compresión f _{yk}	50 MPa
Resistencia media a compresión f _{cm}	58 MPa
Modulo de elasticidad E _m	30000 MPa
Resistencia media a tracción f _{ctm}	4,07 MPa

HORMIGÓN HA-30	
Denominación	CEMII/B-S-32,5N MR
Recubrimiento mínimo	40 mm
Resistencia característica a compresión f _{yk}	30 MPa
Resistencia media a compresión f _{cm}	38 MPa
Modulo de elasticidad E _m	28500 MPa
Resistencia media a tracción f _{ctm}	2,03 MPa

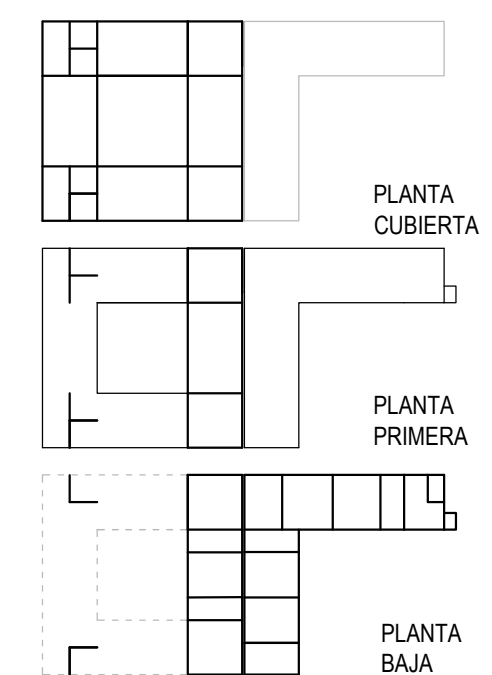
ACERO DE ARMAR B500SD	
Resistencia característica f _{yk}	500 MPa
Resistencia a rotura f _{tk}	575 MPa
Modulo de elasticidad E _s	200000 MPa
Alargamiento de rotura (%)	≥ 16%
Relación f _{tk} /f _{yk}	1,15 s/f _{tk} /f _{ys} 1,35

ACERO DE PERFILES Y PLACAS	
Modulo de elasticidad E _s	210000 MPa
Modulo de cizalladura G	81000 MPa
ν coeficiente de Poisson	0.3
α coeficiente de dilatación térmica	1.2E-5 °C ⁻¹ (-1)
ρ densidad	7850 kg/m ³

S 275 JR/JO/J2	
Resistencia característica f _{yk} (t ≤ 16 mm)	275 MPa
Resistencia característica f _{yk} (16 ≤ t ≤ 40 mm)	265 MPa
Resistencia característica f _{yk} (40 ≤ t ≤ 63 mm)	255 MPa
Resistencia a rotura f _{tk} (3 ≤ t ≤ 100 mm)	410 MPa

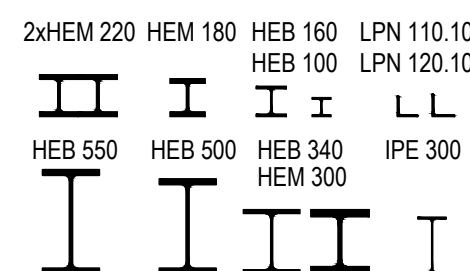
S 355 JR/JO/J2	
Resistencia característica f _{yk} (t ≤ 16 mm)	355 MPa
Resistencia característica f _{yk} (16 ≤ t ≤ 40 mm)	345 MPa
Resistencia característica f _{yk} (40 ≤ t ≤ 63 mm)	335 MPa
Resistencia a rotura f _{tk} (3 ≤ t ≤ 100 mm)	470 MPa

ESQUEMA ESTRUCTURAL



1ª Capa de los perfiles en taller
2ª Capa incluyendo uniones en obra
Sucesivas: Mantenimiento obligatorio
según prescripciones técnicas

PERFILES
1/25



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID CURSO 2015/2016

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE MADRID

PROYECTO FIN DE MÁSTER

ÁLVARO SIZA VIEIRA:
BIBLIOTECA PÚBLICA,
VIANA DO CASTELO (PORTUGAL)

LOCALIDAD DE CÁLCULO:
AYAMONTE, HUELVA
(ESPAÑA)

DETALLES UNIONES 2 :
(V5) Y PERFIL DE CUELQUE

ESCALA:
1/10

PLANO:

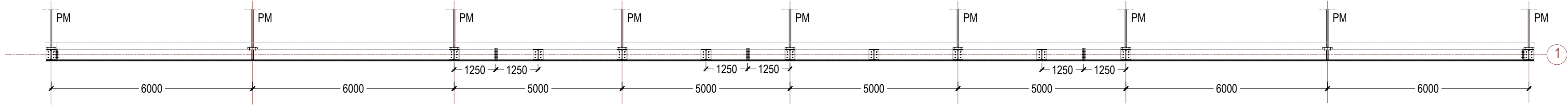
21

TUTOR:
ALUMNO:

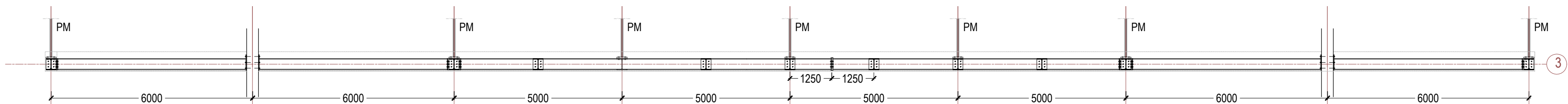
DR. ARQ. CERVERA BRAVO, JAIME
ARQ. NAVAS SÁNCHEZ, LAURA

(HEB340 - HEM300) DE BORDE
E 1/100

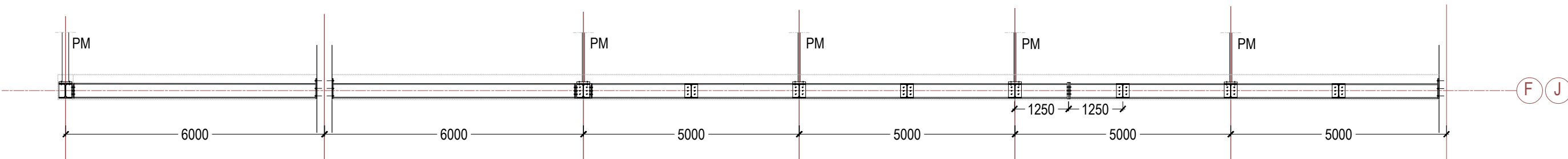
SECCIÓN 3-3'



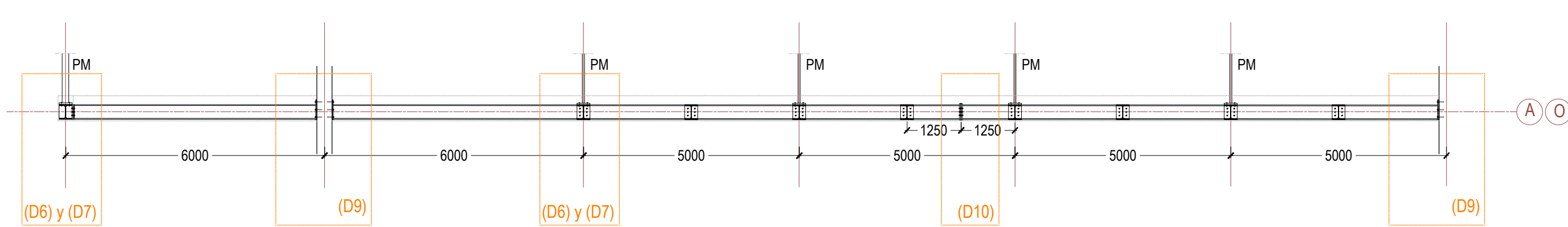
SECCIÓN 4-4'



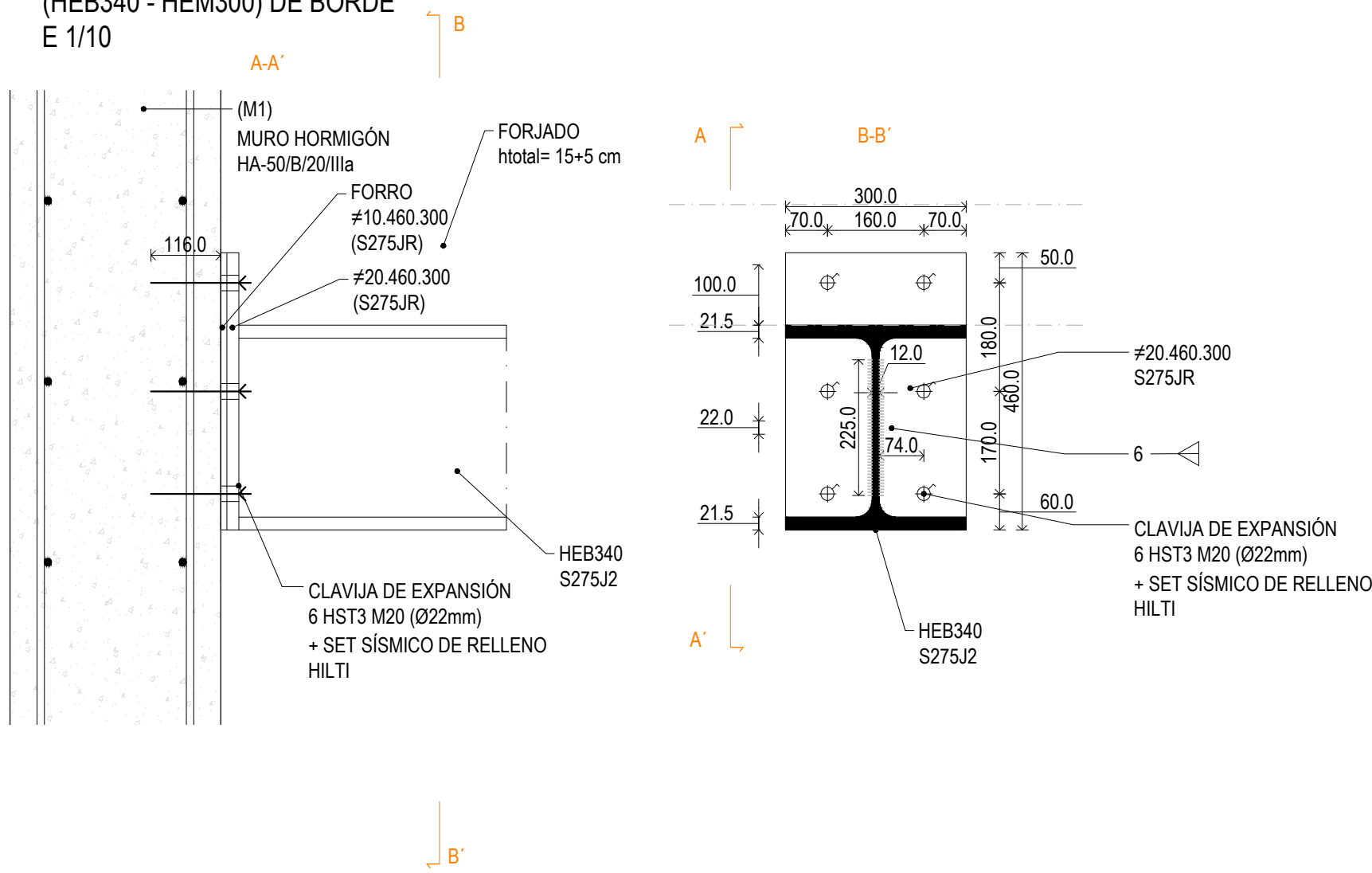
SECCIÓN 5-5'



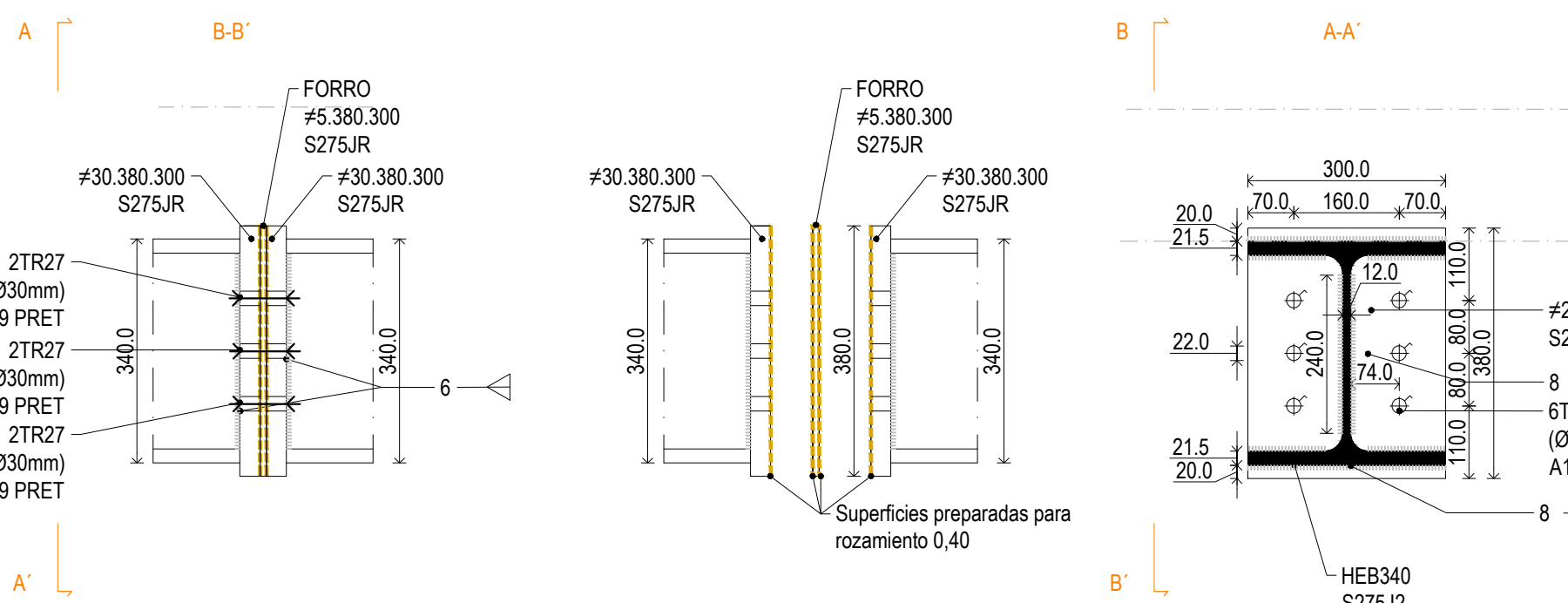
SECCIÓN 6-6'



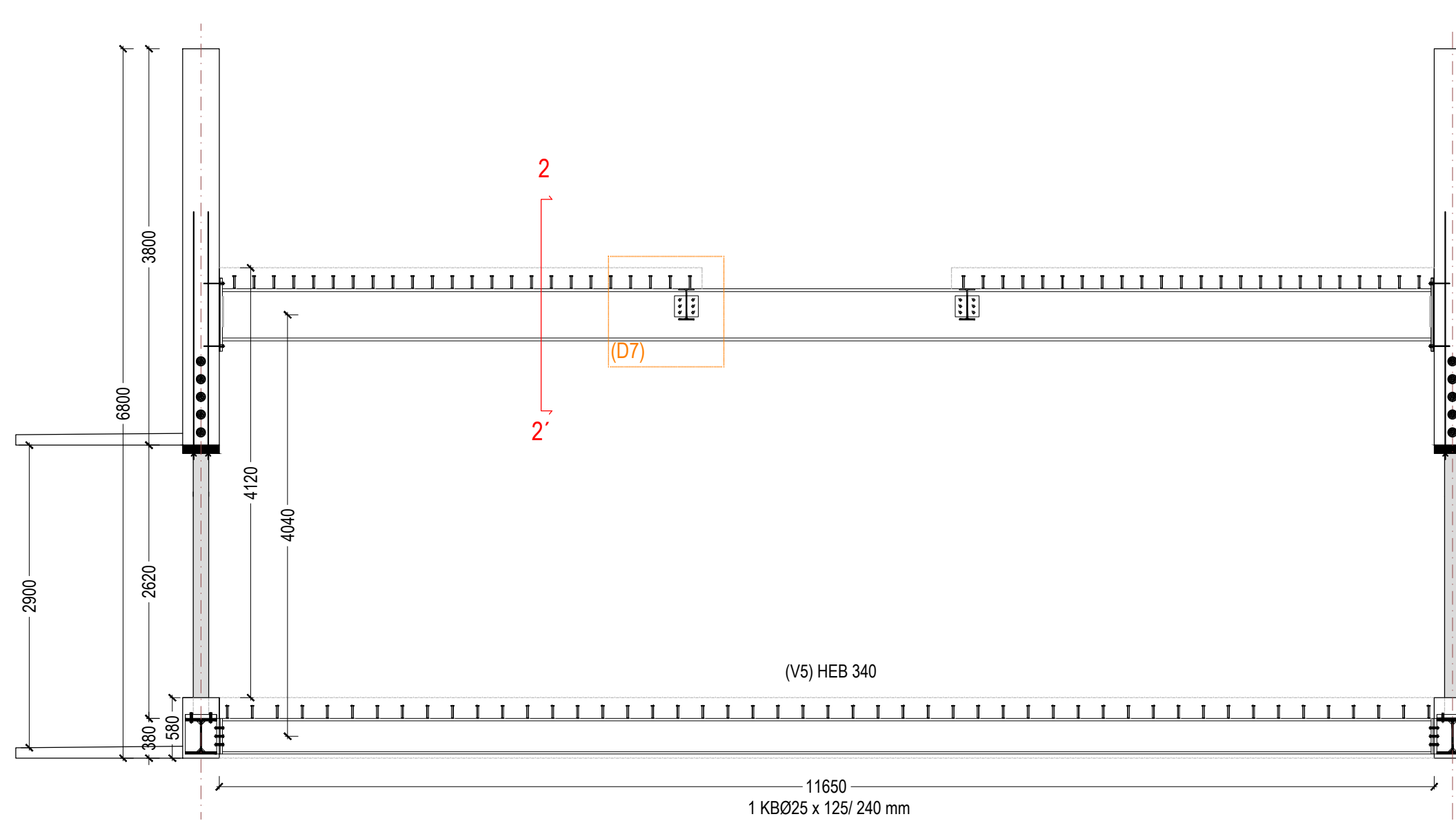
DETALLE D9:
(HEB340 - HEM300) DE BORDE
E 1/10



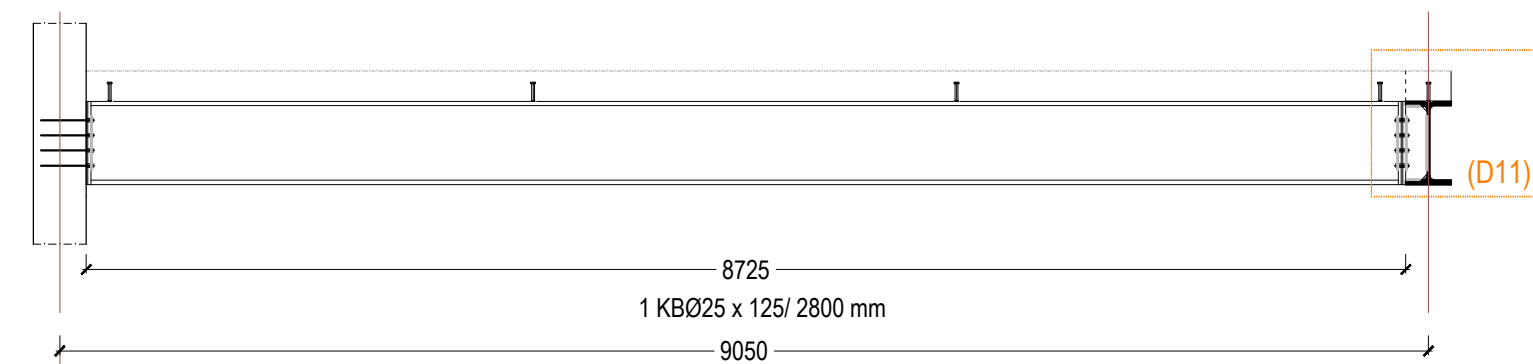
DETALLE D10:
(HEB340 - HEM300) DE BORDE
E 1/10



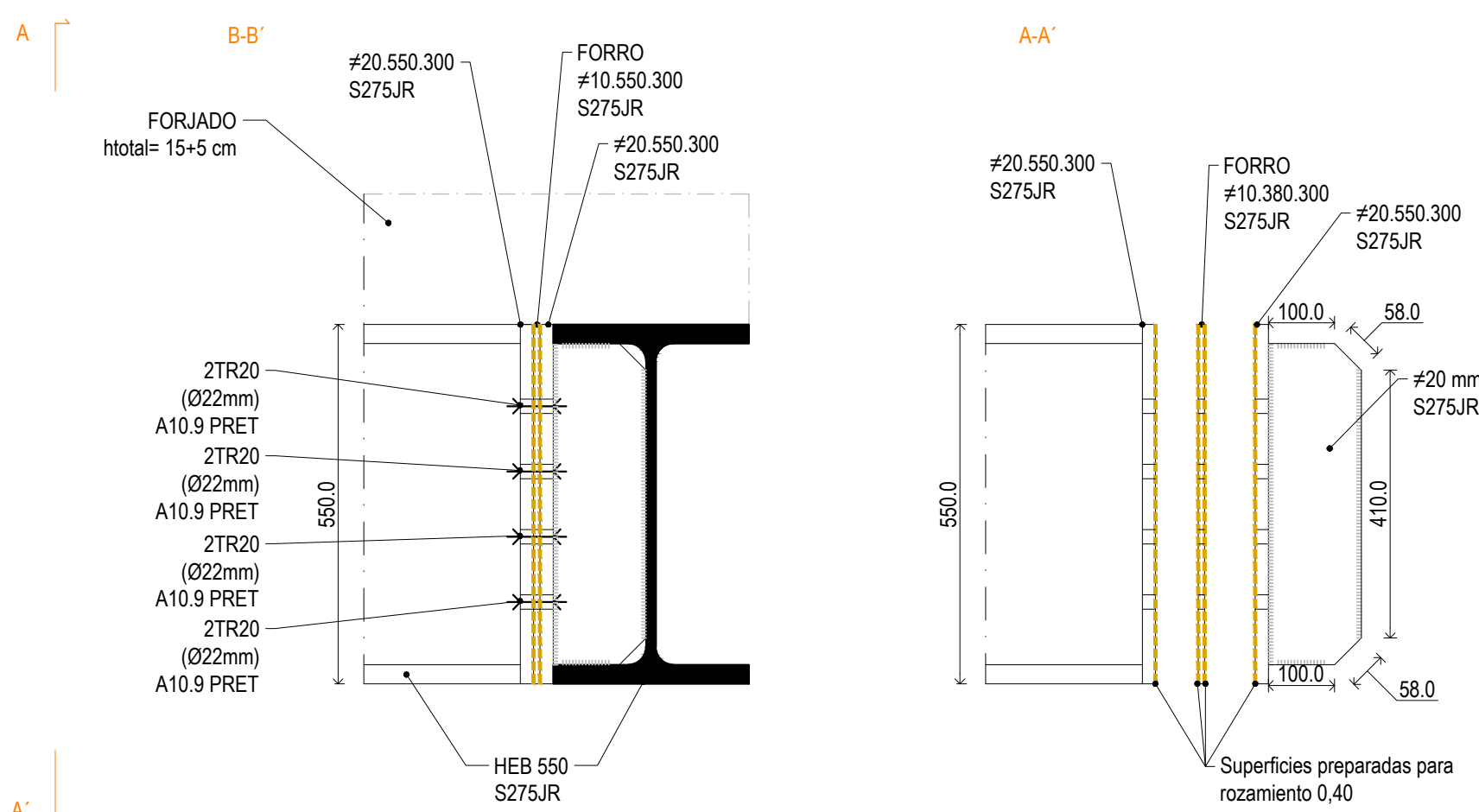
SECCIÓN 1-1'
E 1/50



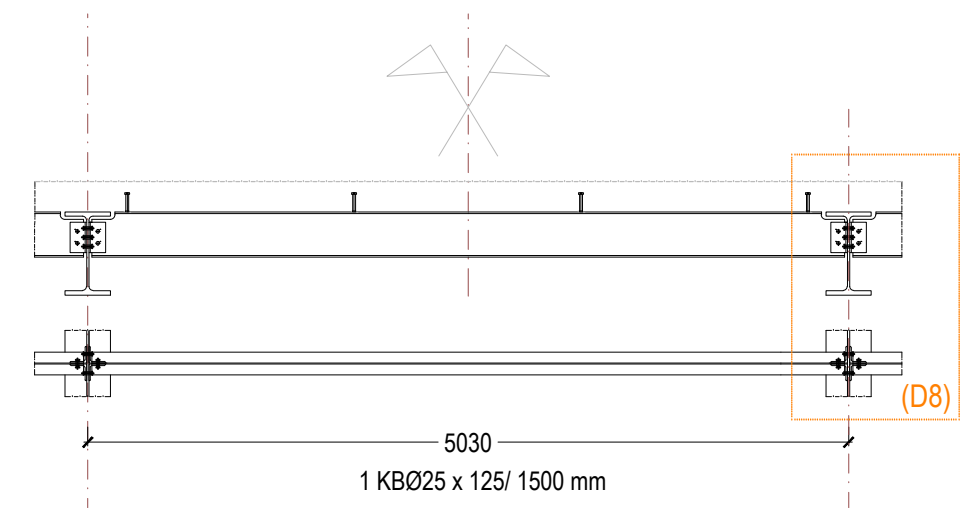
HEB 550 *
E 1/50



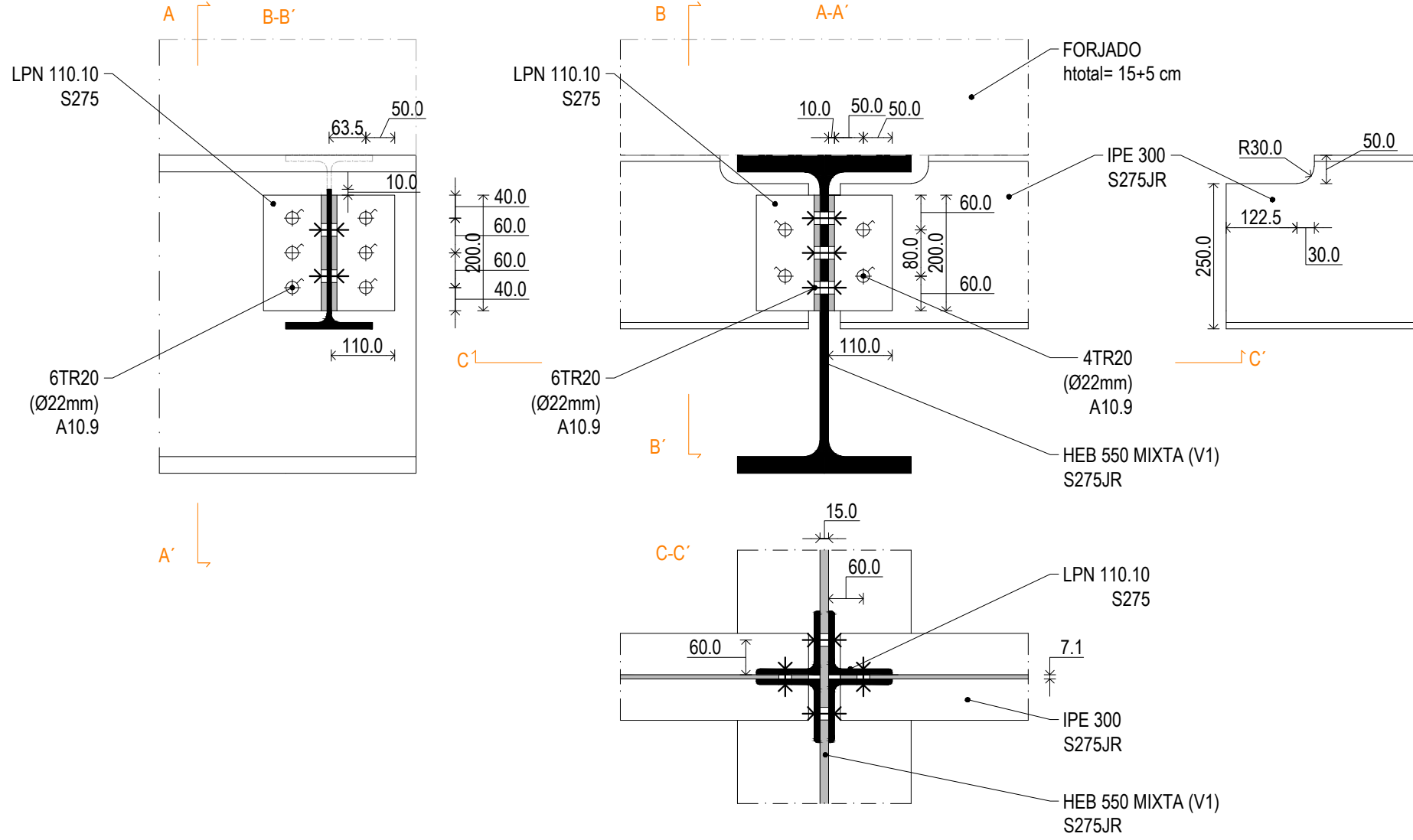
DETALLE D11:
HEB 550 * - HEB 550
E 1/10



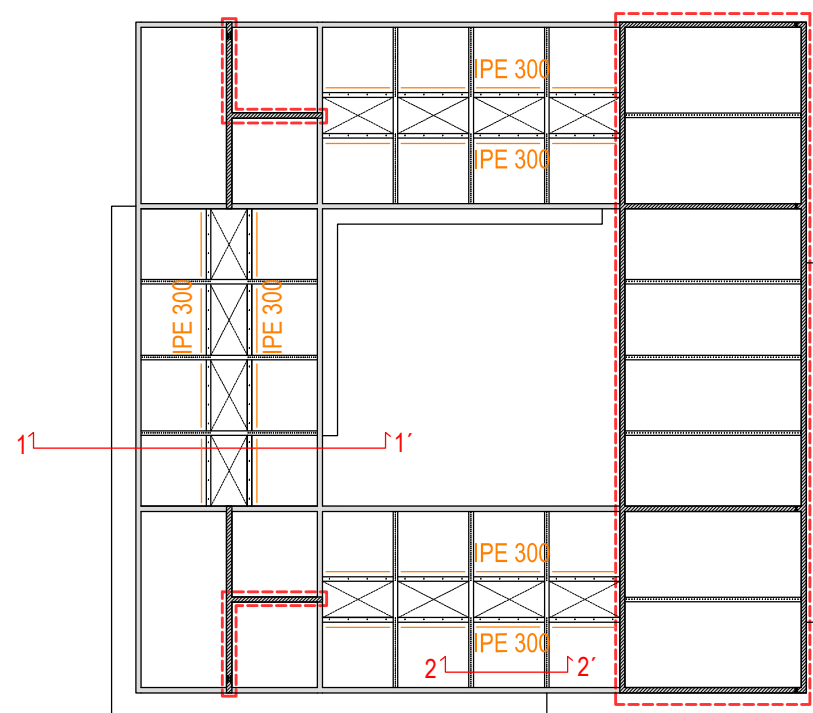
SECCIÓN 2-2'
IPE 300
E 1/50



DETALLE D 8:
IPE 300
E 1/10

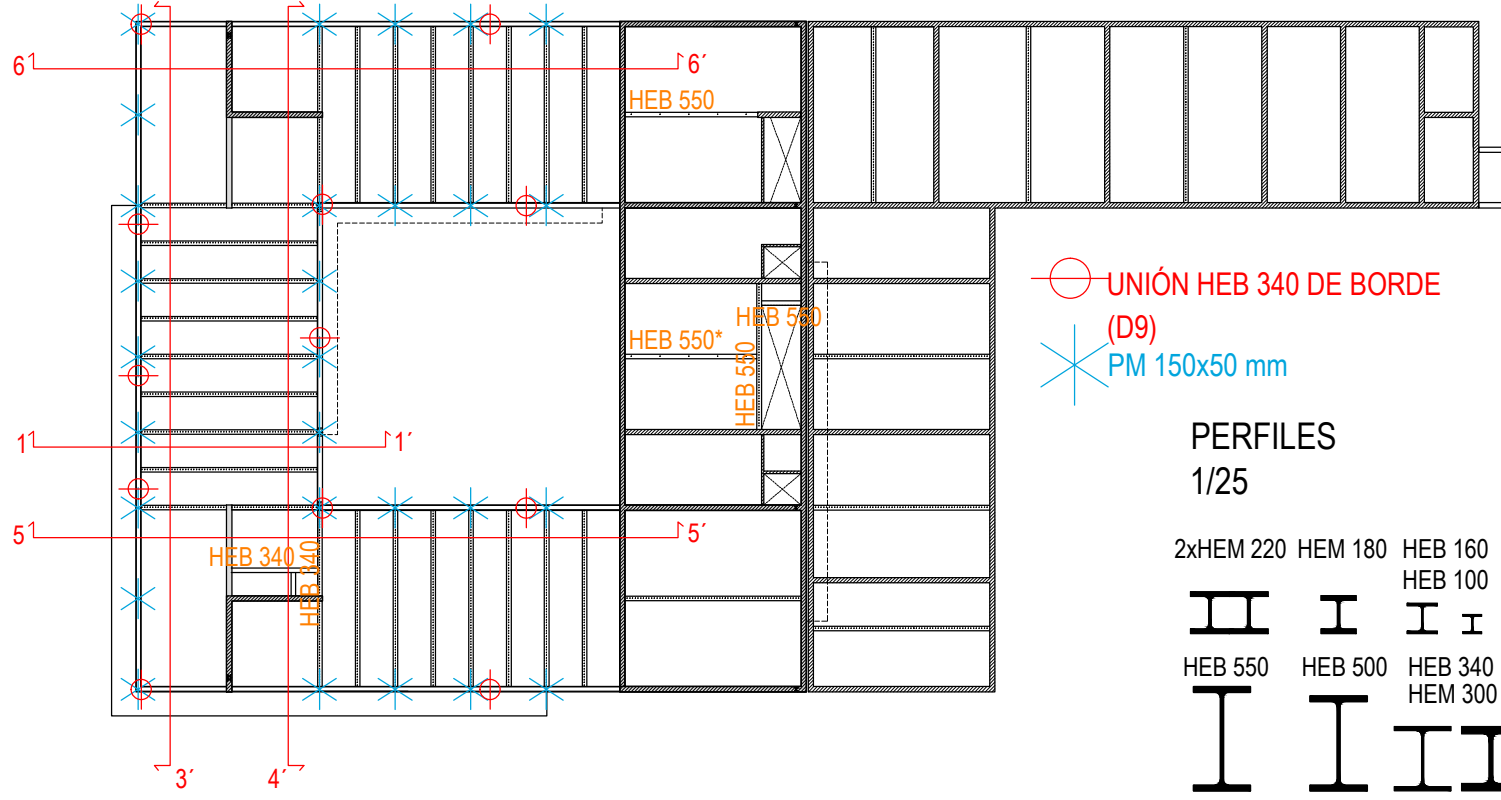


ESQUEMA VIGAS EN PLANTA
1/500

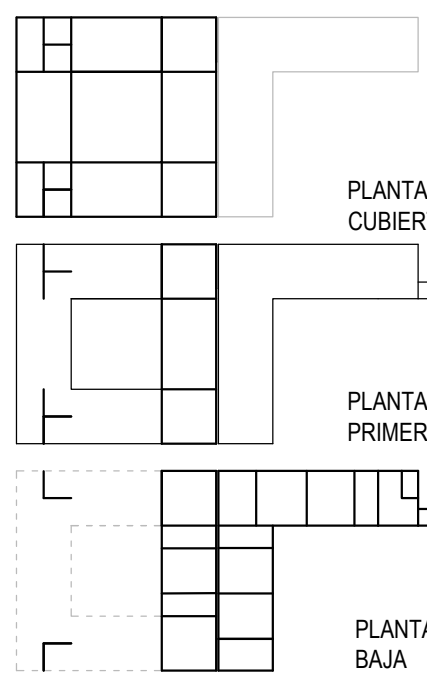


* Todas las soldaduras vendrán realizadas de taller. Se prohíbe expresamente soldar cualquier elemento cerca de los tendones de postesado.

** La posición de los pernos de anclaje sellados que se localicen en las lajas postesadas se marcará con tubos de plástico de pequeño espesor (Øaprox. 5 mm) previamente al hormigonado de las lajas, para poder asegurar a la hora de taladrar la precisión suficiente para no perforar ningún tendón de postesado.



ESQUEMA ESTRUCTURAL



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID CURSO 2015/2016

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE MADRID

PROYECTO FIN DE MÁSTER

ÁLVARO SIZA VIEIRA:
BIBLIOTECA PÚBLICA,
VIANA DO CASTELO (PORTUGAL)

LOCALIDAD DE CÁLCULO:
AYAMONTE, HUELVA
(ESPAÑA)

DETALLES UNIONES 3 :
IPE300, HEB550 Y HEB340 DE BORDE

ESCALA:
1/10

PLANO:

TUTOR:
ALUMNO:

DR. ARQ. CERVERA BRAVO, JAIME
ARQ. NAVAS SÁNCHEZ, LAURA